



**Filipe André Caeiro Santos**

(Licenciado em Engenharia Geológica)

## **CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES NATURAIS - O CASO DE SÃO MARTINHO DO PORTO**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

Orientador: Mestre Engenheiro Alexandre Manuel  
Gameira dos Santos Ferreira

Coorientador: Professor Doutor Pedro Calé da Cunha  
Lamas

Júri:

Presidente: Professor Doutor José Carlos Ribeiro Kullberg

Vogais: Professora Doutora Ana Paula Fernandes da Silva  
Mestre Engenheiro Alexandre Manuel Gameira  
dos Santos Ferreira  
Professor Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**[Setembro 2012]**



## **Caraterização geotécnica na análise da estabilidade de taludes naturais - O caso de São Martinho do Porto**

**Copyright(c)** Filipe André Caeiro Santos, 2012

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

*"Quem quer fazer alguma coisa encontra os meios, quem não quer fazer nada, encontra as desculpas"*  
*Provérbio árabe*



## AGRADECIMENTOS

Esta dissertação só foi possível, devido à melhor compreensão de todos os à frente citados, e de alguns que inevitavelmente, mas não propositadamente, acabaram por não ser aqui mencionados. Esta dissertação envolveu diversas escolhas difíceis, bastante sacrifício mas um acreditar imenso, penso que conseguimos levar a bom porto. Não querendo a minha pessoa estratificar individualidades, vou de seguida agradecer à minha equipa da forma como gosto. A dissertação é a cara de uma pessoa...

Aleatoriamente, agradeço ao Engenheiro Santos Ferreira, pessoa certa no lugar certo, tratei-o sempre (falharam três vezes) por “Professor”, mas no fim de contas, ele acabou por ser isso e muito mais, um verdadeiro exemplo para mim como pessoa, um poço autêntico de conhecimento sem fundo, um caso sério. Ao Professor Pedro Cunha Lamas devo o rigor técnico na área, a revisão bibliográfica e na ajuda no campo, a qual, além de se sentir como peixe na água pode e fez, a diferença. Complementam-se muito bem e foi um orgulho tê-los aos dois.

Agradeço aos Professores Rogério Bordalo da Rocha e José Carlos Kullberg pela benéfica interferência, na escolha deste meu trajeto, à Professora Zenaide Gonçalves da Silva pela oportunidade de tendo as BIC, fazer alguma coisa delas, ao Professor Carlos Galhano que foi como um segundo pai para mim, agradeço à professora Ana Paula Fernandes da Silva pelos ensinamentos e pela dedicação a uma causa bonita; à Elisabete pelo reconhecimento geológico, pela amizade, e pela orientação; À professora Teresa Santana a cedência do laboratório e o incentivo à ciência; à saudosa Engenheira Rita Bastos pelo vazio que deixou em todos nós.

Retirando agora a aleatoriedade, agradeço profundamente à minha namorada Patrícia pelo companheirismo e cumplicidade.

Introduzindo o pessoal da noite na FCT, um grande beijinho para a Lili, Cláudia, para a outra Cláudia, para o Jota, Joana, Ginja, Nuno, Raquel... Das diretas que eu tinha jurado que o meu último exame tinha sido a última, como estava enganado... agradeço ao Pedro, David, *big boss* das estruturas, à Isa, ao Diogo... Dos meus amigos de sempre o Joel, Carlos, Diana, Cristina, João...

Ao meu Mestre de xadrez até aos 18, Herbert Matzinguer por todos os campeonatos, e pelo “quando uma (pessoa) é boa, é boa em qualquer parte do mundo...”

Aos meus companheiros da arbitragem, em especial ao Maroto, quando entrei tinha o sonho de ser nalgum ano, nalguma divisão, o n.º 1 do distrito de Lisboa, merecendo-o. Devo à grande família da arbitragem, uma boa parte da minha formação como homem. A todos os que me possibilitaram usufruir de ambas as atividades, estudar e trabalhar sem discriminações, o meu muito obrigado.

Coletivamente, agradeço a toda a FGeoteam, Dr Gonçalo, Master Flávio, Master Filipe, Dr Galhano, a todo o departamento de informática da FCT, e da eletrotecnia da FCT e do ISEL. Meus senhores e senhoras foi um orgulho...

Agradeço também ao Departamento de Ciências da Terra, ao Departamento de Engenharia Civil, ambos da Universidade Nova de Lisboa e ao Instituto Português e dos Transportes Marítimos, I.P., todas as facilidades concedidas na utilização de laboratórios, salas de trabalho e equipamentos.

Por último, aos meus pais e irmão, restante família e à minha “equipa” inteira, o meu devido reconhecimento...



## RESUMO

A instabilização de uma encosta no esporão que delimita a nordeste a concha de São Martinho do Porto, mais propriamente na vertente situada atrás de um restaurante e do ISN IP, na área de jurisdição portuária, levou o IPTM IP a procurar esclarecer o mecanismo de instabilização ocorrente.

Para tal, realizou-se um programa de prospeção geotécnica que compreendeu a cartografia geológica de um elemento relativamente próximo, um “túnel” que foi aqui usado como uma galeria de prospeção, que atravessa aquele esporão de um lado a outro e, sobre o topo deste último, executaram-se cinco perfis de resistividade elétrica, segundo direção aproximadamente perpendicular à do eixo do túnel. Para estes perfis, utilizaram-se duas configurações distintas, a D-D (dipolo-dipolo) e a W-S (Wenner-Schlumberger), atingindo cada uma, respetivamente, profundidades da ordem de 25 e 40 m. Paralelamente, executaram-se ensaios de laboratório em amostras de solos e rochas, consideradas representativas das litologias da zona em estudo.

A cartografia geológica na galeria de prospeção foi executada com o auxílio da técnica da “amostragem linear”, tendo-se medido as atitudes das camadas e das descontinuidades no seu interior. Depois de realizado o zonamento geotécnico na galeria, esta foi posteriormente cruzada pelos perfis elétricos acima referidos. Obtiveram-se, deste modo, as gamas de resistividades ocorrentes na área instabilizada. Paralelamente, definiram-se os principais mecanismos de rutura ocorrentes em ambas as encostas do esporão em estudo.

Seguidamente realizaram-se no interior da área instabilizada quatro perfis de resistividade unidos entre si em pelo menos um ponto, com a disposição D-D e cuja profundidade de investigação rondou 3 m.

Por fim e com base em todos os elementos recolhidos, estabeleceram-se os perfis geológicos-geotécnicos interpretativos, que serviram de base para o melhor entendimento do mecanismo de instabilidade, findos os quais se executaram diversas verificações das condições de estabilidade do talude, tanto estáticas como dinâmicas.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes; Perfis de resistividade elétrica; Zonamento geotécnico; Fluência



## ABSTRACT

The instability of an area located in the northeast spur that encloses the Concha (shell) of São Martinho do Porto, more properly located behind a restaurant and the ISN IP in the area of port jurisdiction, took the need to clarify the occurring mechanism instability by the IPTM IP.

For this purpose, a program of geotechnical studies was carried out which involved the geological mapping of a element relatively close structure, a "tunnel" that was used here as a research gallery which crosses the spur from side to side and, over the top, five resistivity sections were executed with a direction nearly perpendicular to the tunnel axis. To do the geophysical prospecting, two different configurations were used, the dipole-dipole and the Wenner-Schlumberger ones, each of them reaching, respectively, nearly 25m and 40m of depth. In addition, lab tests were performed on soil and rock samples considered representative of the prevailing lithologies.

For the geological mapping performed in the gallery, "linear sampling" techniques were used, which included measurements of the layers and joints deep and strike orientations. After performing the geotechnical zoning in the gallery with all the mentioned elements, five electrical resistivity sections were made, perpendicular to the tunnel axis and ranges of resistivities were obtained in the destabilized area. At the same time, the main failure mechanisms affecting both slopes of the analyzed spur were defined.

Afterwards, four others short resistivity profiles were made over the destabilized area, using dipole-dipole disposition, all of them achieving a depth of near 3 m.

In the end, based on all the evidence gathered, the geological-geotechnical interpretative profiles were settled down, becoming the basis for a better understanding of the hillside instability mechanism, after which several slope stability checks, both static and dynamic, were performed.

**Keywords:** Slope stability; Surface electrical resistivity; Engineering geological zoning; Creep



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT .....	v
ÍNDICE GERAL .....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xi
ÍNDICE DE QUADROS .....	xix
ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xxi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA .....	1
1.2. OBJETIVO E METODOLOGIA .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. INSTABILIZAÇÃO DE TALUDES LITORAIS: SUA CARTOGRAFIA.....	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. TIPOS DE MOVIMENTOS DE TERRENOS EM ARRIBAS .....	7
2.2.1. CLASSIFICAÇÕES GERAIS.....	7
2.2.2. MECANISMOS DE INSTABILIDADE EM ARRIBAS .....	8
2.2.2.1. QUEDAS.....	8
2.2.2.2. TOMBAMENTOS .....	9
2.2.2.3. ESCORREGAMENTOS.....	10
2.2.2.4. FLUÊNCIA .....	11
2.2.3. AGENTES E CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE TERRENOS.....	13
2.2.4. EVOLUÇÃO GEOMORFOLÓGICA DE ARRIBAS .....	15
2.3. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA EM TALUDES E EM GALERIAS DE RECONHECIMENTO .....	16
2.3.1. TALUDES .....	16
2.3.2. GALERIAS DE RECONHECIMENTO .....	18
3. PROSPEÇÃO E ENSAIOS.....	21
3.1. INTRODUÇÃO.....	21
3.2. AMOSTRAGEM.....	22
3.3. AMOSTRAGEM LINEAR .....	22

3.4. PROSPECÇÃO GEOELÉTRICA.....	23
3.4.1. INTRODUÇÃO.....	23
3.4.2. PRINCIPAIS CONFIGURAÇÕES GEOELÉTRICAS .....	27
3.4.3. CORREÇÕES.....	29
3.4.3.1. RMS NO <i>SOFTWARE</i> DE INVERSÃO (Res2dinv) .....	30
3.4.3.2. INTERPRETAÇÃO E CUIDADOS A TER NA SEQUÊNCIA REGISTADA PELO RESISTIVÍMETRO .....	31
3.4.4. INTERPRETAÇÃO AUXILIAR DOS PERFIS DE RESISTIVIDADE.....	33
3.4.5. EXEMPLOS DE PERFIS DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA NA CARATERIZAÇÃO DE DIFERENTES SITUAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	35
4. ESTUDO DE CASO - SÃO MARTINHO DO PORTO.....	37
4.1. ENQUADRAMENTO.....	37
4.1.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO .....	37
4.1.2. ASPETOS CLIMÁTICOS .....	39
4.1.3. GEOLOGIA.....	40
4.1.3.1. GEOLOGIA E TECTÓNICA .....	40
4.1.3.2. GEOMORFOLOGIA .....	42
4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS .....	44
4.2.1. RECOLHA DE AMOSTRAS .....	44
4.2.2. ENSAIOS LABORATORIAIS EM ROCHA .....	45
4.2.2.1. GEOMETRIA DOS PROVETES .....	45
4.2.2.2. ABSORÇÃO DE ÁGUA À PRESSÃO ATMOSFÉRICA.....	46
4.2.2.3. RESISTÊNCIA AO ENVELHECIMENTO POR NEVOEIRO SALINO .....	46
4.2.2.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À RUTURA EM COMPRESSÃO UNIAXIAL E OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	47
4.2.3. ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLOS .....	49
4.2.3.1. TEOR EM ÁGUA NATURAL.....	49
4.2.3.2. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO.....	49
4.2.3.3. TEOR EM CARBONATOS .....	51
4.2.3.4. EXPANSIBILIDADE DE SOLOS .....	51
4.2.3.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DRENADA .....	52
4.3. CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	53
4.3.1. METODOLOGIA.....	53



4.3.2. ÁREA NO TOPO DO ESPORÃO E ESCARPA EXTERIOR OU NORTE (LADO DO MAR) .....	56
4.3.3. ÁREA INTERIOR OU SUL (TARDOZ DO ISN IP E RESTAURANTE) .....	60
4.3.4. GALERIA DE RECONHECIMENTO .....	64
4.4. PROSPECÇÃO ELÉTRICA.....	70
4.4.1. PERFIS DE RESISTIVIDADE.....	70
4.4.2. CONTROLO DE QUALIDADE EM LABORATÓRIO E NA PROSPECÇÃO.....	72
4.4.3. CORREÇÕES E TRATAMENTOS INDIVIDUAIS EM CADA PERFIL DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA.....	73
4.4.3.1. TRATAMENTO DO DESVIO PADRÃO DE CADA MEDIÇÃO FINAL (Tratamento 1).....	75
4.4.3.2. CORREÇÃO TOPOGRÁFICA 2D E 3D (Correção 2).....	76
4.4.3.3. CORREÇÃO NA “INVERSÃO” (Correção 3) .....	77
4.4.3.4. TRATAMENTO DE “FORMA” (Tratamento 4).....	77
4.4.3.5. TRATAMENTO DE VALIDAÇÃO (“V”) "RMS E PERCENTAGEM DE LEITURAS VÁLIDAS" (Tratamento 5).....	78
4.4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS CORREÇÕES E TRATAMENTOS .....	80
4.4.5. DESCRIÇÃO COLETIVA DE PERFIS DE RESISTIVIDADE NA ÁREA EXTERIOR .....	83
4.4.5.1. ANOMALIAS.....	85
4.4.5.2. FORMAS .....	94
4.4.5.3. OUTROS ALINHAMENTOS .....	97
4.4.6. DESCRIÇÃO COLETIVA DE PERFIS DE RESISTIVIDADE NA ÁREA INTERIOR.....	98
4.4.6.1. PERFIL PR6.....	98
4.4.6.2. PERFIL PR7.....	99
4.4.6.3. PERFIL PR8.....	101
4.4.6.4. PERFIL PR9.....	102
4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	103
4.6. ESTABILIDADE DO TALUDE INTERIOR POR EQUILÍBRIOS LIMITES ....	109
5. CONCLUSÃO E PROPOSTAS DE TRABALHO FUTURO.....	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	118
ANEXOS.....	123

ANEXO I – PROSPECÇÃO ELÉTRICA .....	125
ANEXO II – ENSAIOS LABORATORIAIS EM ROCHA (AMOSTRA N.º1) .....	149
ANEXO III - ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO (AMOSTRA N.º 1) .....	157
ANEXO IV – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO (AMOSTRA N.º 2) .....	163
ANEXO V – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO (AMOSTRA N.º 3) .....	169
ANEXO VI – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO (AMOSTRA N.º 4) .....	176
ANEXO VIII – GEORREFERENCIAÇÃO DO TÚNEL .....	183
ANEXO IX – VALIDAÇÃO DO <i>SOFTWARE FGEOTEAM</i> .....	187

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1- Queda de blocos em 2009 da arriba localizada na Praia Maria Luísa (Teixeira, 2009) .....</b>	<b>5</b>
<b>Figura 2.2 - (a) Ação contínua da Ma (erosão marinha) no bloco A, que não provoca movimento de B, C e D; (b) O bloco A foi removido, provocando tombamentos no sopé da arriba até D inclusive; NmM e NMM – níveis mínimos e máximos, respetivamente, da ação do mar (adaptado de De Freitas &amp; Watters, 1973) .....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 2.3- (a) Quatro situações de equilíbrio distintas, consoante a geometria do bloco unitário, e o declive do plano sobre o qual aquele assenta (b) (adaptado Ashby, 1971 <i>in</i> Hoek &amp; Bray, 1994).....</b>	<b>10</b>
<b>Figura 2.4- (a) Influência da densidade e da dispersão das orientações das descontinuidades, inseridas na rede estereográfica; (b) Ocorrência de escorregamentos rotacionais em maciço rochoso (adaptado de Hoek &amp; Bray, 1994). 10</b>	<b>10</b>
<b>Figura 2.5- Esquema de escorregamentos planar de blocos destacados por fenda de tração no topo do talude (a) e na face do mesmo, (c) e, respetivamente, diagramas de forças (b) e (d) (adaptado de Hoek &amp; Bray, 1994).....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 2.6- Esquema do movimento de fluência (adaptado de Stratler <i>in</i> Lamas, 1998) .....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 2.7- (a) Exemplo de uma área instabilizada por fluência; (b) Respetivo modelo digital de terreno (adaptado de Groneng <i>et al.</i>, 2010).....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 2.8- Esquema das alterações sofridas pelo perfil de arribas homogéneas ou heterogéneas tendo em conta a importância relativa das erosões marinha (M) e subaérea (Sa) (adaptado de Emery &amp; Kuhn, 1982 <i>in</i> Viles &amp; Spencer, 1995 <i>in</i> Lamas, 1998).....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 2.9- Elementos físicos e geométricos a definir no estudo das descontinuidades (adaptado de Vallejo <i>et al.</i>, 2002) .....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 2.10- Influência da orientação e persistência de duas famílias de descontinuidades na estabilidade de uma fundação. (A) Situação mais estável. (B) Situação mais instável (adaptado de Vallejo <i>et al.</i>, 2002).....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 2.11- (a) Tratamento estatístico das orientações das famílias de descontinuidades; (b) Solução de estabilização adotada (adaptado de Borges &amp; Correia, 2003).....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 3.1- Equipamento utilizado na amostragem linear (adaptado de Vallejo <i>et al.</i>, 2002).....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 3.2- Método da amostragem linear (adaptado de Brady &amp; Brown, 2004 <i>in</i> Neto, 2007) .....</b>	<b>23</b>

Figura 3.3- (a) Movimento de terreno (adaptado de Kneisel, 2006); (b) Tipo de configuração D-D de 5 metros de espaçamento, onde se tentou identificar a superfície de rutura do terreno .....	24
Figura 3.4- Fonte em A e caminho preferencial da corrente elétrica e respectivas linhas equipotenciais, na condição do meio ser homogêneo e isotrópico (adaptado de Gandolfo, 2007) .....	24
Figura 3.5- Configuração D-D (adaptado de Gandolfo, 2007) .....	27
Figura 3.6- (a) Sequência de configuração Wenner; (b) Configuração de W-S; (c) Configuração D-D. Nesta última, com o espaçamento secundário (em cima) e terciário (em baixo) com $a=1$ ; $D=2$ e $n=1$ (adaptado de Iris Instruments, 2003) .....	29
Figura 3.7- (a) Configuração D-D aplicada na detecção de camadas e discontinuidades associadas em movimentos de terrenos (adaptado de Xavier, 2004); (b) Perfil esquemático da interpretação geológica-geotécnica .....	35
Figura 3.8- (a) Maciço com cavidades cársticas (Kuala) (adaptado de Abu-Shariah, 2009); (b) Identificação de uma cavidade cárstica através de um perfil de resistividade invertido .....	36
Figura 3.9- (a) Perfil de resistividade elétrica usado na identificação de um deslizamento planar (adaptado de Grandjean <i>et al.</i> , 2011); (b) Identificação da superfície de rutura (em corte) num perfil geotécnico esquemático .....	36
Figura 4.1- (a) Localização estudada; (b) Pormenor da “concha” de São Martinho do Porto; (c) Esporão que “fecha” a concha mais a nordeste: (1) Área instabilizada do talude interior (Googleearth, 2012) .....	37
Figura 4.2- Limite traseiro do ISN IP e do edifício contíguo que tem, entre outras estruturas, um restaurante, e o limite da área instabilizada .....	38
Figura 4.3- Em frente encontra-se o ISN IP, e à direita, a vista parcial do edifício adjacente que contém um restaurante .....	38
Figura 4.4- Topo do muro de suporte do tardo do restaurante (setas vermelhas). Observam-se os troncos de árvores inclinadas .....	39
Figura 4.5- “Concha” de São Martinho localizada na carta geológica .....	40
Figura 4.6- Interpretação geológica da área estudada na “concha” de São Martinho .....	41
Figura 4.7- Morro adjacente à área em estudo, de onde se destacam blocos de calcário, sobranceiro ao trecho inicial da EN 242/7 e a algumas habitações; (1) Zona rica em veios de gesso, possivelmente associados à presença da falha n.º2 .....	41
Figura 4.8- Falha n.º2; (a) Veios de gesso no sopé da escarpa; (b) Pormenor de veio de gesso .....	41
Figura 4.9- (a) Situação de estabilidade do talude; (b) Ocorrência do escorregamento planar (adaptado de Henriques, 2005) .....	43

Figura 4.10- (a) Reconstituição da situação anterior à ocorrência de um movimento planar; (b) seguido de queda de um bloco rochoso com cerca de 8m <sup>3</sup> de volume .....	43
Figura 4.11- Localização geral (a) e em pormenor (b) da recolha das amostras de solos n.º 1 a 4 e da rocha ensaiada. Como escala em (b) a caneta de 20 cm de comprimento situada no interior da elipse, ao longo do eixo menor .....	44
Figura 4.12- (a) Caroteadora e a amostra rochosa assinalada na elipse; (b) provetes em "bolacha" (um de vinte e cinco) e cilíndricos (um de dez) extraídos do bloco .....	45
Figura 4.13- Ensaio de absorção a decorrer.....	46
Figura 4.14- (a) Ensaio na fase de injeção de nevoeiro salino na máquina; (b) Fase de dessalinização das amostras.....	46
Figura 4.15- Provede n.º 14 antes (ciclo 0) e depois do ensaio do nevoeiro salino (ciclo 7).....	47
Figura 4.16- (a) Gráfico tensão-deformação do provede n.º 1; (b) Provede n.º 1.....	47
Figura 4.17- Gráfico tensão-deformação: (a) Provede n.º 2; (b) Provede n.º 3 .....	48
Figura 4.18- Curva granulométrica de 4 amostras de solo.....	49
Figura 4.19- Limite de liquidez (%), de plasticidade (%) e índice de plasticidade (%) do solo n.º 1 a 4.....	50
Figura 4.20- Carta de plasticidades para o solo n.º 1 a 4 .....	50
Figura 4.21- Fendilhação por retração do solo n.º 3.....	51
Figura 4.22- (a) Envolvente de rutura obtida do solo argiloso magro arenoso (amostra n.º 3) drenado, dos parâmetros resistentes, através dos três ensaios realizados; (b) Envolvente de Mohr teórica, de rutura para a resistência última limite, num solo argiloso drenado (Lambe & Whitman, <i>in</i> Group, F. & Taylor, 2005) .....	52
Figura 4.23– Aspeto do MDA 3D do esporão nordeste realizado na 2.ª Fase .....	54
Figura 4.24– Método da amostragem linear na galeria de reconhecimento. ....	55
Figura 4.25– (a) Disposição dos níveis para as fotografias SF; (b) Superfície horizontal nivelada para a obtenção das fotografias do Teto Sem Flash (TSF); (c) Pormenor das bolhas de ar do nível horizontal e vertical.....	55
Figura 4.26– Aspeto final do MDT (5.º Fase ou 5º passo) no <i>Googlecad pro</i> .....	55
Figura 4.27- Vista da arriba do lado do mar. Observa-se como escala, uma pessoa na elipse próxima da galeria (C).....	57
Figura 4.28- Vista geral da escarpa exterior da “concha” de São Martinho. ....	58
Figura 4.29- (a) Perfil representativo da zona “externa” da Figura 4.28, da “concha” de São Martinho; (b) coluna litológica; (c) zonamento geotécnico .....	58

<b>Figura 4.30 - Pequena camada calcária em consola, situada à cota de 10m na área exterior à baía. Como escala, pode-se referir que a altura total apresentada na fotografia é de 1,6m .....</b>	<b>59</b>
<b>Figura 4.31- Zona à cota 11m na área exterior à baía. Observar zonas com figuras de dissolução.....</b>	<b>59</b>
<b>Figura 4.32- Aspeto do topo da arriba (cota 35 m).....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 4.33- Pormenor das descontinuidades existentes nos arenitos carbonatados. Estas prolongam-se a um metro de profundidade (visível como escala, nas setas vermelhas) neste afloramento .....</b>	<b>60</b>
<b>Figura 4.34- Árvores inclinadas na zona instabilizada .....</b>	<b>61</b>
<b>Figura 4.35- Outra fotografia onde se evidencia a inclinação das árvores .....</b>	<b>61</b>
<b>Figura 4.36- Aspeto da guarda inclinada côncava de altura 1,5m.....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 4.37- Aspeto do muro fissurado com 1,2m de altura .....</b>	<b>62</b>
<b>Figura 4.38- (A) Aspeto de um degrau do passeio (20cm de altura); (B) Ocorrência de blocos que caíram de terrenos suprajacentes.....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 4.39- Aspeto do muro de suporte (cerca de 0,4 m de espessura) rígido traseiro ao ISN I.P.....</b>	<b>63</b>
<b>Figura 4.40- Cartografia geotécnica numa porção do hasteal direito da galeria de reconhecimento .....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 4.41- Pormenor do hasteal direito (CF) visualizado em 3D a partir do método de amostragem linear. A altura da galeria de prospeção é de 2,5m .....</b>	<b>64</b>
<b>Figura 4.42- Medindo a atitude de uma camada .....</b>	<b>65</b>
<b>Figura 4.43- Exemplo da medição de uma atitude da maior descontinuidade evidenciada (E-W) .....</b>	<b>66</b>
<b>Figura 4.44– (a) Exemplo da interseção de duas famílias de descontinuidades e a formação de um bloco potencialmente instável CF e SF; (b) (cerca de 0,4m na menor dimensão do bloco quase individualizado); (c) Bloco em situação idêntica SF (Como escala, tem 20 cms a menor dimensão, do bloco quase individualizado apontado com o centro da luz vermelha).....</b>	<b>67</b>
<b>Figura 4.45- Zonamento geotécnico da galeria de prospeção e sua provável correspondência com o reconhecimento geológico exterior, no emboquilhamento sul .....</b>	<b>68</b>
<b>Figura 4.46- Emboquilhamento do pequeno túnel do lado do mar .....</b>	<b>69</b>
<b>Figura 4.47– (a) a (c) - Descontinuidade encontrada, presente no teto e hasteais do túnel SF (Como escala, a luz vermelha mede 1cm) .....</b>	<b>69</b>

<b>Figura 4.48- (a) a (c) - Maior descontinuidade, presente nos hasteais e com a devida continuação no teto CF (como escala, observar a Figura 4.47 idêntica, mas sem flash)</b>	<b>69</b>
<b>Figura 4.49- Planta de localização dos 9 perfis de resistividade elétrica (PR1 a PR9) e do túnel</b>	<b>70</b>
<b>Figura 4.50- Fotografia da colocação do alinhamento recto dos elétrodos no perfil PR4</b>	<b>71</b>
<b>Figura 4.51- Resistivímetro Syscal Júnior e bateria Energy modelo E71018/3. Perfil PR5 a decorrer</b>	<b>72</b>
<b>Figura 4.52- Resumo da percentagem de leituras aproveitadas de E (entrada, a qual inclui todas as resistividades brutas), e de S (saída, com o intervalo das resistividades corrigidas, ou seja sem resistividades ou voltagens negativas, entre outras), pelo tratamento 1) do desvio padrão associado, de 3% (DP&lt;3%) ou 0% (DP=0%) (Correção onde se aplicou um filtro para valores 100% seguros das leituras obtidas <i>in situ</i> pelo Syscal) respetivamente no <i>software</i> Prosys</b>	<b>72</b>
<b>Figura 4.53- Análise individual e coletiva entre os perfis de resistividade elétrica. A simbologia adotada na vertical é idêntica à horizontal, fazendo-se a sua associação pela côr</b>	<b>74</b>
<b>Figura 4.54- (a) MDA 3D criado no Surfer; (b) Modelo topográfico 2D (Coordenadas militares, <i>datum</i> Lisboa)</b>	<b>76</b>
<b>Figura 4.55- Cotas obtidas pelo GPS Magellan “XL” e pelo “RS800Sd” de cada elétrodo, a azul e verde respetivamente, do perfil PR1 a PR5. A precisão respetiva, corresponde à cor vermelha e lilás</b>	<b>77</b>
<b>Figura 4.56- (a) Medições dimensionadas; (b) Medições validadas espacialmente, no final de todos os tratamentos e correções</b>	<b>79</b>
<b>Figura 4.57- (a) Entrada sul do túnel no MDT 3D; (b) Levantamento topográfico da área analisada, em detalhe observa-se o alinhamento azul do túnel e as curvas de nível e pontos cotados à cota 34m no topo do esporão, por cima do túnel (cota sensivelmente 5,1m-8m)</b>	<b>85</b>
<b>Figura 4.58- Perfil PR4_DP&gt;3%_S realizado no dia seco, com a configuração W-S, tratamento 1) DP&gt;3% de dados de “saída” com o respetivo tratamento 5) de validação, localizado inferiormente</b>	<b>85</b>
<b>Figura 4.59- Análise seca do perfil PR4_DP&lt;3_S, com a configuração W-S e dados de “saída”. Executou-se o tratamento 1) DP&lt;3% e o tratamento 5) de validação encontra-se inferiormente</b>	<b>86</b>
<b>Figura 4.60- Perfil do esporão, com o zonamento geotécnico realizado na galeria de reconhecimento, com pormenor do contacto geotécnico Z2 e Z3</b>	<b>87</b>

<b>Figura 4.61- Identificação de uma anomalia infinita pela resistividade aparente no software Prosys, em tempo seco no PR4, cuja configuração é W-S, com a correção 2) topográfica RS, e o tratamento 1) DP&gt;3% com dados de “saída”</b> .....	88
<b>Figura 4.62- “Zoom” da resistividade aparente no software Prosys, com o tratamento 4) de forma do perfil PR4, realizado em tempo seco, com a correção topográfica (TRS) e com a configuração W-S, com o tratamento 1) DP&gt;3%</b> .....	89
<b>Figura 4.63- Protocolo de identificação e validação de anomalias, quando se sabe que existem, mas não se encontram visíveis na Correção 3) Inversão.- Análise seca, do perfil PR4_DP&gt;3%_S. PR4 tem a configuração W-S e trata dados de “saída” e com correção topográfica “TRS” com o tratamento de validação espacial das medições..</b> 90	
<b>Figura 4.64- Pormenor em tempo húmido do gotejamento no hasteal direito, localizado sensivelmente no meio da galeria de prospeção</b> .....	91
<b>Figura 4.65- (a) Zoom de pequenas cavidades (5cm na maior dimensão em ambas as fotografias), observadas em tempo seco no TCF (teto da galeria de prospeção com flash nas fotografias); (b) TSF (teto da galeria de prospeção sem flash nas fotografias)</b> .....	92
<b>Figura 4.66- Vista geral sul para norte, na entrada do túnel</b> .....	92
<b>Figura 4.67-Análise húmida do perfil PR5_DP=0%_S da configuração W-S, com dados de “saída”. Usou-se o tratamento 1) DP&gt;3% e apresenta-se inferiormente o tratamento 5) de validação espacial das medições</b> .....	93
<b>Figura 4.68- Resistividades aparentes comuns obtidas no <i>software</i> Prosys, através do tratamento 4) (forma), com o tratamento 1) DP&gt;3%, entre o perfil PR1 a PR3, de configuração D-D, com correção topográfica RS e com dados de saída</b> .....	95
<b>Figura 4.69- Correção 3) na inversão do PR2_DP=0%_S pelo tratamento 1) manual DP=0%, tratamento 5) de validação com um RMS=45% &amp; % de leituras aproveitadas igual à do perfil PR2, com configuração D-D e dados de “saída”</b> .....	96
<b>Figura 4.70- Tratamento de forma 4) da análise húmida do perfil PR5_DP=0%_S da configuração W-S, com dados de “saída” pelo tratamento 1) DP=0%</b> .....	97
<b>Figura 4.71- Tratamento de forma 4) com 3 alinhamentos verticais preferenciais do perfil PR5 com tratamento 1) DP&lt;3%, com correção topográfica “Rs”, da configuração W-S, com dados de saída</b> .....	97
<b>Figura 4.72- Correção 3) na inversão do perfil PR6_DP=0%_S com o tratamento 1) DP=0%, o tratamento 5) de validação com um RMS = 18% &amp; percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, na configuração D-D, e tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio, encontra-se no canto inferior direito</b> .....	99
<b>Figura 4.73- Correção 3) na inversão do perfil PR7_DP=0%_S com o tratamento 1) DP=0%, o tratamento 5) de validação, tem um RMS = 35% para uma percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, na configuração D-D, tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio realizado em tempo seco, encontra-</b>	



se no canto inferior direito. A origem do perfil é (NW) com 12 m na cota mais baixa (SE), num declive que possivelmente rondará 35° .....	100
Figura 4.74- Prospeção a decorrer no perfil PR7. (a) Vista da origem para o sopé do talude; (b) vice-versa .....	100
Figura 4.75- Correção 3) na inversão do perfil PR8_DP<3% com o tratamento 1) manual DP<3%, tratamento 5) de validação com um RMS = 35% & percentagem de leituras aproveitadas, igual a 91%, na configuração D-D. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior esquerdo. A origem situa-se a sudoeste, do perfil que se estende, ao longo de uma curva de nível.....	101
Figura 4.76- Correção 3) na inversão do perfil PR9_DP<3%_S com o tratamento 1) DP<3%, o tratamento 5) de validação com um RMS = 46% para uma percentagem de leituras aproveitadas de 89%, na configuração D-D, tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior direito. O perfil tem origem a Sudeste e desloca-se verticalmente para noroeste. Os 7m situam-se na cota mais alta (O) do perfil realizado no lado interior da concha.....	102
Figura 4.77- Perfil do esporão, com o pormenor do contacto geotécnico Z2 e Z3 no túnel.....	104
Figura 4.78- Pormenor da correção 3) na inversão do perfil PR2 a PR5, no contacto entre Z3 e Z2, em tempo seco e húmido, à profundidade de 24m, com a resistividade de transição da ordem dos 140Ω.m.....	104
Figura 4.79- Correção 3) na inversão do perfil PR6_DP=0%_S com tratamento 1) DP=0%, na configuração D-D, e tratando dados de “saída”. .....	105
Figura 4.80- Correção 3) na inversão do perfil PR7_DP=0%_S., com tratamento 1) DP=0%, tratando dados de saída na configuração D-D, realizado em tempo seco... ..	105
Figura 4.81- Correção 3) na inversão do perfil PR8_DP<3%_S, com o tratamento 1) do DP<3%, na inversão D-D, realizado em tempo seco .....	106
Figura 4.82- Correção 3) na inversão do perfil PR9_DP<3%_S, com tratamento 1) do DP<3%, na configuração D-D, realizado em tempo seco .....	106
Figura 4.83- Planta geológica-geotécnica da área instabilizada, onde se encontram implementados os perfis PR6 a PR9 .....	107
Figura 4.84- Perfil esquemático da zona instabilizada, resultante do reconhecimento de superfície e dos perfis de resistividade elétricos .....	108
Figura 4.85- Sete situações de cálculo: (a) Geometria do talude interno (esquerda); (b) Área instabilizada para uma superfície de rutura puramente planar em (centro); (c) Superfície de rutura otimizada, para a área instabilizada (direita) .....	110
Figura 4.86- Verificação de segurança do talude interno da “concha” para a situação mais desfavorável.....	112

<b>Figura 4.87- Verificação de segurança do talude interno da “concha” para uma situação sísmica.....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 4.88- Verificação de segurança do talude interno da “concha”, subindo em 1m o nível freático, por uma análise estática.....</b>	<b>113</b>

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1- Geomorfologia da costa ocidental portuguesa (adaptado de Dinis & Tavares, 2005) .....	6
Quadro 2.2- Acidentes durante a construção de túneis em Portugal (adaptado de Cândido, 2010) .....	6
Quadro 2.3- Classificação de Varnes (adaptado de Dickau <i>et al.</i> , 1996) .....	7
Quadro 2.4- Velocidade dos movimentos de terrenos (adaptado de Varnes & Cruden, 1996 <i>in</i> Lamas, 1998) .....	8
Quadro 2.5- Quadro resumo da classificação europeia dos movimentos de terrenos (adaptado de Dickau <i>et al.</i> , 1996) .....	8
Quadro 2.6- Relação da litologia com os declives de taludes para a previsão de zonas predispostas a movimentos de terrenos em Portugal Continental (adaptado de Zêzere <i>et al.</i> , 2006) .....	16
Quadro 2.7- Modelo do Risco (adaptado de Zêzere <i>et al.</i> , 2006) .....	18
Quadro 3.1- Métodos de estudo utilizados em terrenos para a análise das condições de estabilidade de taludes .....	21
Quadro 3.2- Boletim proposto por Neto (2007) adotado para a descrição das características das descontinuidades do túnel .....	23
Quadro 3.3- Aplicabilidade de cada configuração geoeletrica (adaptado de Oliveira, 2009) .....	29
Quadro 3.4- Resistividade e condutividade de alguns elementos minerais e rochas (adaptado de Telford <i>et al.</i> , 1990; Aktarakçi, 2008) <i>in</i> (Oliveira, 2009) com alterações <i>in</i> (Gandolfo, 2007) .....	34
Quadro 4.1- Classificação da resistência à compressão uniaxial (adaptado de ISRM, 1981) .....	48
Quadro 4.2- Classificação da resistência à compressão uniaxial proposta (Deere & Miller, 1966 <i>in</i> Neto, 2007) .....	48
Quadro 4.3- Resumo de alguma informação geral geométrica, e outra (estado do tempo) sobre cada perfil de resistividade elétrica executado .....	71
Quadro 4.4- Análise do tratamento DP>3%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último .....	80
Quadro 4.5- Análise do tratamento 1) DP<3%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último .....	81

<b>Quadro 4.6- Análise do tratamento 1) DP=0%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último .....</b>	<b>81</b>
<b>Quadro 4.7- Intervalo da resistividade mínima e máxima, em cada tratamento 1) de cada perfil DP&gt;3%, DP&lt;3% e DP=0%, compilado através <i>software</i> Prosys ou no Res2dinv .....</b>	<b>82</b>
<b>Quadro 4.8- Tabela, cujas variáveis foram analisadas individualmente e coletivamente (Figura 4.53) .....</b>	<b>83</b>
<b>Quadro 4.9- Resumo dos tratamentos 1) analisados em cada perfil, consoante o objetivo (detecção de anomalias, formas de resistividade idênticas ou outras estruturas) .....</b>	<b>84</b>
<b>Quadro 4.10 - Informação geométrica devidamente validada em cada configuração elétrica.....</b>	<b>102</b>
<b>Quadro 4.11 – Quadro resumo dos parâmetros geotécnicos das diversas litologias para o zonamento.....</b>	<b>103</b>
<b>Quadro 4.12 – Quadro resumo da possível localização individual, em cada um dos perfis geoeletricos realizados na zona instabilizada, dos limites litológicos .....</b>	<b>107</b>
<b>Quadro 4.13 – Coeficientes de segurança obtidos para sete situações na verificação de estabilidade do talude interior, considerando uma superfície de rutura puramente planar e a sua otimização .....</b>	<b>111</b>
<b>Quadro 5.1 – Quadro resumo da média e desvio-padrão, dos parâmetros resistentes e do peso volúmico usados na verificação de estabilidade do talude instabilizado .....</b>	<b>116</b>

## ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

### ABREVIATURAS

2.d	A altura do provete circular é aproximadamente duas vezes o seu diâmetro;
2,5.d	A altura do provete circular é aproximadamente duas vezes e meia o seu diâmetro;
C.M.	Câmara municipal;
CF	Fotografias com flash;
Cos	Coseno;
cs	Amostras com sal;
E	Resistividades “brutas”;
<i>et al.</i>	<i>et alli</i> - e outros;
F	Forma (tratamento automático onde se tenta circunscrever e individualizar resistividades contrastantes);
i	Corrente injetada;
I	Correção realizada para a inversão;
I.P.	Instituto Português;
DP=0%	Tratamento onde se aplicou um filtro para o desvio padrão de 0% das pré-medidas que originam uma leitura final, para valores 100% seguros das leituras obtidas <i>in situ</i> pelo Syscal;
DP<1%	Tratamento onde se aplicou um filtro para o desvio padrão de 1%, das pré-medidas que originam uma leitura final, para valores 99% seguros das leituras obtidas <i>in situ</i> pelo Syscal;
DP<3%	Tratamento onde se aplicou um filtro para o desvio padrão de 3%, das pré-medidas que originam uma leitura final, para valores 97% seguros das leituras obtidas <i>in situ</i> pelo Syscal;
DP>3%	Tratamento onde não se aplicou nenhum filtro para o desvio padrão de cada leitura final;
FS	Factor de segurança total
N.º	Número;
PRE	Perfil de resistividade elétrica;
PRE 1	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D (180 m) em clima seco;
PRE 2	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D (220 m) em clima seco;
PRE 3	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D (200 m) em clima seco;
PRE 4	Perfil de resistividade elétrica de configuração W-S (200 m) em clima seco;

PRE 5	Perfil de resistividade elétrica de configuração W-S (220 m) em clima húmido;
PRE 6	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D realizado oblíquamente com declive inferior ao do PR7 em clima seco;
PRE 7	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D com declive superior ao do PR6 em clima seco;
PRE 8	Perfil de resistividade elétrica de configuração D-D, realizado sob cota constante em clima seco, perfil horizontal;
PRE 9	Perfil de resistividade elétrica da configuração D-D de maior cota em clima seco e realizado com um declive constante;
q	Desvio padrão de uma medição no Syscal;
R	Espaçamento entre os centros dos dipolos considerados;
RS	GPS modelo RS800Sd da marca Polar;
RS check	Previsão de uma medição do resistivímetro, a medição ocorre em unidades de resistência;
S	Intervalo das resistividades corrigidas, ou seja sem resistividades e voltagens negativas;
SF	Fotografias sem flash;
ss	Amostras sem sal;
Stacks	é o número de leituras virtuais que resultam numa única leitura real com um desvio padrão associado, “medida” pelo resistivímetro;
STR	Perfil final sem correção topográfica;
Syscal	Marca do resistivímetro usado;
T	Correção topográfica em cada eléctrodo com GPS XL;
TCF	Teto do túnel com flash nas fotografias;
TR	Tratamento manual para a identificação do contraste máximo entre as resistividades;
TRS	Correção topográfica em cada eléctrodo com GPS RS800Sd;
TSF	Teto do túnel com fotografias sem flash;
$V_L$	Velocidade de propagação das ondas sísmicas L;
X	Espaçamento dos dipolos;
XL	GPS modelo XL da marca Magellan;
Z	Zona geotécnica;
Z1	Zona geotécnica n.º1, resultado da identificação das camadas (n.º 1 a n.º 12) e dos resultados dos ensaios laboratoriais;

Z2	Zona geotécnica n.º2, resultado da identificação das camadas (n.º 13 a n.º 19) e dos resultados dos ensaios laboratoriais;
Z3	Zona geotécnica n.º3, resultado da identificação das camadas (n.º 19 a n.º 12) e dos resultados dos ensaios laboratoriais;
ZHD	Zonamento do hasteal direito do túnel;

## SIGLAS

2D	Bidimensional;
3D	Tridimensional;
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> ;
BGD	<i>Basic Geotechnical Description of Rock Masses</i> ;
BIC	Bolsa de iniciação científica;
CAD	Computer Aided Drafting (Desenho assistido por computador) ;
CCDR–LVT	Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional de Lisboa e Vale do Tejo;
CDPM	Comissão do Domínio Público Marítimo;
CL	Argila magra arenosa;
CREL	Cintura Regional externa de Lisboa;
D-D	Configuração D-D;
DCT	Departamento das Ciências da Terra (FCT-UNL);
DEC	Departamento da Engenharia Civil (FCT-UNL);
DEV	Desvio padrão entre pré leituras no resistivímetro, parâmetro de qualidade da leitura elétrica no <i>hardware</i> ;
DRARN	Direção Regional do Ambiente e Recursos Naturais (de Lisboa e Vale do Tejo);
FCT–UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa;
GPS	<i>Global Positioning System</i> ;
GSI	<i>Geological Strength Index</i> ;
IPTM IP	Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P.;
ISN IP	Instituto de Socorros a Náufragos;
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i> ;
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
MDA	Modelo digital de altitude;
MDT	Modelo digital de terreno;
NP	Norma Portuguesa;

POOC	Plano de Ordenamento da Orla Costeira;
PTN	Condições normais de pressão e temperatura;
RQD	<i>Rock Quality Designation</i> ;
RMR	<i>Rock Mass Rating</i> ;
RMS	<i>Root mean square</i> - Erro quadrático médio;
SC	Areia argilosa com cascalho;
SEV	Sondagem elétrica vertical;
SIG	Sistema de informação geográfico;
SM	Areia siltosa com cascalho;
SMS	Mensagem de texto programada por telemóvel;
Sen	Seno;
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i> - Tuneladora;
Tg	Tangente;
W-S	Configuração W-S;

## SÍMBOLOS

### Alfabeto Latino:

%	Percentagem;
°	Grau;
°C	Grau Celsius;
2L	Distância entre os elétrodos de potencial M e N;
A, B	Elétrodos de corrente;
$\alpha$	Espaçamento entre os elétrodos de corrente A e B e de potencial M e N;
$\alpha$	Coefficiente empírico específico de cada rocha variando entre 0,5 e 2,5;
$A_b$	Absorção de água à pressão atmosférica (%);
AB	Espaçamento entre elétrodos;
$\alpha_n$	Fator de distância entre os dipolos de corrente e os de potencial;
b	Ordenada na origem;
b	Largura do bloco;
$c'$	Coesão efetiva;



C	Curvatura;
C	Ciclo de uma semana, de impregnação com sal até a sua remoção;
D	Dia;
D	Distância à origem da fita;
d	Vetor de perturbação do modelo;
$d_{iPred}$	Dados previstos;
$d_{iMeas}$	Dados medidos;
E	Elemento em risco;
E	Este;
ENE-SSW	Es-Nordeste a Sul-Sudoeste;
$E_s$	Módulo de deformabilidade secante;
F	Matriz filtro;
g	Vetor de erro ou discrepância;
G	Constante geométrica nas configurações geoeletricas;
h	Altura;
H	Perigo;
I	Intensidade de corrente;
IP	Índice de plasticidade;
J	Matriz Jacobiana de derivadas parciais;
L	Metade da distância entre os elétrodos de corrente A e B;
L	Comprimento (Levantamento Geomecânico);
L	Semicomprimento exposto (Parâmetro utilizado na técnica de amostragem linear);
LL	Limite de liquidez;
M, N	Elétrodos de potencial;
Ma	Erosão marinha;
m	Coefficiente empírico específico de cada rocha depende do grau de compactação da rocha;
$m_d$	Massa de provete seco;
$m_i$	Massa sucessiva de provete do ensaio;
$m_s$	Massa saturada de provete;
N	Norte;

n	Níveis teóricos de investigação;
n	Coeficiente empírico específico de saturação de cada rocha é próximo de 2,0 para o caso em que mais de 30% dos poros se encontram preenchidos;
n	Porosidade da rocha;
N-S	Norte-Sul;
NE-SW	Sudeste-Sudoeste;
NMM	Nível máximo da água do mar;
NmM	Nível mínimo da água do mar;
NNE-SSW	Nor-Nordeste-Sul-Sudoeste;
NNW-SSE	Noroeste-Sudeste;
NW-SE	Sudoeste-Sudeste;
O	Oeste;
Q	<i>Rock Tunnelling Quality Index</i> - Índice de qualidade do sistema de classificação Q (Barton);
$r$	Vetor com o logaritmo dos valores de resistividade;
$r_A$	Distância entre M e A;
$r_B$	Distância entre M e B;
$R_A$	Distância entre N e A;
$R_B$	Distância entre N e B;
$R_s$	Risco específico;
$R_t$	Risco total;
S	Grau de saturação;
Sa	Erosão subaérea;
T	Terminação;
$T$	Transposta de uma matriz;
V	Componente horizontal das fendas de tração;
V	Vulnerabilidade;
V	Potencial;
$V_0$	Volume inicial;
W	Oeste;
W	Peso;

$U$	Componente de impulsão;
$Z$	Profundidade teórica investigada (m);
$Z_w$	Profundidade das fendas de tração;

### **Alfabeto Grego:**

$\Delta V$	Diferença de potencial;
$k$	Fator geométrico próprio de cada dispositivo geoeletrico;
$\Sigma$	Somatório;
$\phi$	Ângulo de atrito da rocha ao longo desse plano;
$\phi'$	Ângulo de atrito efetivo de um solo;
$\Psi$	Inclinação do plano sobre o qual o bloco assenta;
$\Omega$	Ohm;
$\alpha$	Ângulo do mecanismo de tombamento em maciço rochoso diaclasado sob ação da erosão marinha no sopé sobre uma superfície inclinada;
$\beta_d$	Ângulo da rutura planar;
$\beta_t$	Ângulo anterior à rutura;
$\lambda$	Coeficiente de anisotropia;
$\mu$	Fator de amortecimento;
$\rho$	Resistividade elétrica;
$\rho_0$	Resistividade da água intersticial;
$\rho_a$	Resistividade elétrica aparente;
$\rho_n$	Resistividade máxima medida em direções perpendiculares;
$\rho_t$	Resistividade mínima medida em direções perpendiculares;



# 1. INTRODUÇÃO

O tema abordado na presente dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia) surgiu na sequência de uma preocupação por parte de uma instituição pública (Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, IPTM IP), que tem sobre a sua jurisdição um trecho de arriba em meio urbano, instabilizado desde 2007. O referido trecho, pertencente à encosta interior do esporão NE que delimita pelo lado do mar a denominada “concha” de São Martinho do Porto, sobranceiro a edificações, levou o IPTM IP a necessitar de estudos complementares para esclarecer o mecanismo de instabilização ocorrente e as suas causas na referida encosta.

## 1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

A “concha” de São Martinho do Porto é um dos acidentes costeiros mais notáveis da região oeste de Portugal. Existe uma simetria esboçada exterior a esta, mas é principalmente devido à simetria interior perfeita da mesma que esta é considerada como um caso único no mundo, numa área atualmente turística por excelência.

Nesta dissertação, o autor debruça-se sobre o esporão nordeste da “concha” para atender às razões da instabilização de um trecho do talude virado para a baía, sobranceira às instalações do ISN IP (Instituto de Socorros a Náufragos) e a um edifício contíguo, onde se encontra um restaurante. Esta ocorrência foi detetada a partir de 2007, numa área sob jurisdição do IPTM IP. A necessidade de identificação do mecanismo instabilizador, em primeiro lugar, e da sua causa em segundo, levou esta entidade a requerer um estudo mais aprofundado das características geológicas geotécnicas da área na vertente supracitada.

Realizou-se para tal um reconhecimento de superfície nas encostas, e o levantamento cartográfico de um túnel pedonal, sob uma temperatura máxima de 15°C. Apesar de se analisar o que de modo mais correto se pode designar por túnel, devido à sua localização nas imediações da área instabilizada, este foi usado, no âmbito desta dissertação, como uma galeria de prospeção aberta em meio rochoso.

O resultado desta informação foi posteriormente cruzado pela interpretação de alguns PRE (perfis geoeletricos), efetuados com diversas modificações na sua configuração e em condições climáticas distintas. Estes foram realizados na crista do esporão, ao longo de uma distância superficial que, num dos casos, rondou 220m, sendo a profundidade teórica investigada de cerca de 40 m, a suficiente para atingir o túnel atrás referido.

Após a obtenção da resistividade associada a cada um dos zonamentos geotécnicos realizados na galeria, o seu valor foi aplicado na interpretação de novos perfis geoeletricos, em que cada um, intersecta um segundo perfil num único ponto. Essa disposição permitiu a interpretação global do terreno instabilizado. Para que tal fosse possível, teve de se recorrer, pelo menos em dois casos, a técnicas de alpinismo.

O reconhecimento de superfície foi auxiliado pela prospeção geofísica realizada na área instabilizada que, por sua vez, esteve condicionada pela topografia e densa cobertura arbórea. Tal não impediu, contudo, a elaboração de um perfil interpretativo geológico-geotécnico da área estudada, assim como diversas verificações de estabilidade do talude em causa

## 1.2. OBJETIVO E METODOLOGIA

O trabalho que aqui se apresenta tem como principal objetivo a análise dos mecanismos de instabilidade atuantes e a identificação da sua causa, numa vertente sujeita a intervenção humana, por meio de investigação geológica e geotécnica. A metodologia seguida foi a seguinte:

1. Recolha bibliográfica da informação geológica e geotécnica existente, assim como o levantamento dos softwares passíveis de uso. Foram catalogados como *freeware* (ProsysII; Res2dinv; Google Sketch up), ou aqueles para os quais existe licença ou no IPTM ou na FCT (Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa), tais como Surfer, Arcgis, Matlab, e os que só puderam ser utilizados no IPTM, foram o AutoCAD e SlopeW, e o *FGeoteam* foi uma versão de teste usada para a automatização dos defletómetros digitais em alguns ensaios laboratoriais,.
2. Reconhecimento geológico de superfície na zona instabilizada e, de um modo mais geral, em todo o esporão.
3. Estudo do túnel situado nas imediações, como de uma galeria de prospeção se tratasse, por meio da técnica de amostragem linear, devidamente complementada por ensaios laboratoriais das amostras de rocha e solo ocorrente na área estudada, aproveitando o facto de aquele atravessar o esporão referido, na sua totalidade. Ensaiou-se a amostra de rocha quanto à absorção de água à pressão atmosférica, resistência ao envelhecimento por nevoeiro salino, e resistência à rutura em compressão uniaxial. Nos solos, determinou-se o ensaio do teor em água natural, bem como realizaram-se os ensaios de identificação, de teor em carbonatos e, numa amostra particular, determinou-se a sua expansibilidade e resistência ao corte drenada, recorrendo a defletómetros digitais operados por meio de um *software* e *hardware* desenvolvidos propositadamente para o efeito.
4. Realização de prospeção geofísica em tempo seco e húmido (cinco perfis de resistividade elétrica alternando a sua configuração, entre a Dipolo-Dipolo (D-D) e a Wenner-Schlumberger) (W-S) ao longo de todo o esporão rochoso, atingindo uma profundidade de investigação teórica que rondou os 40 m.
5. Integração dos resultados obtidos de resistividade na prospeção geofísica, com o estudo detalhado de cada uma das formações ocorrentes nas paredes da galeria.
6. Elaboração de uma segunda prospeção geofísica na zona instabilizada, agora somente com a configuração D-D, que atingiu uma profundidade superior a 2,5m, só passível de ser investigada com técnicas e material de escalada.
7. Interpretação da geologia ocorrente na zona instabilizada através da informação retirada do cruzamento dos perfis geofísicos realizados na crista do esporão, com a informação obtida na galeria.
8. Elaboração do zonamento geotécnico da zona instabilizada e elaboração de um perfil esquemático interpretativo.
9. Verificação de estabilidade do talude da área interior instabilizada através do cálculo do seu coeficiente de segurança total, em diversas situações possíveis como a subida do nível freático, ou pela ocorrência de um sismo.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

É a seguinte a organização do presente trabalho:

No presente capítulo, faz-se o enquadramento geral do tema da dissertação e descreve-se, em traços gerais, a metodologia de trabalhos adotada.

No capítulo 2, de cariz essencialmente bibliográfico, descrevem-se alguns sistemas de classificação de movimentos de terrenos mais comumente utilizados. Faz-se também uma descrição de diferentes mecanismos de movimentos de terrenos em taludes e indicam-se os seus principais agentes e causas. Referem-se ainda alguns conceitos aplicados à cartografia geológica e geotécnica em taludes e galerias de reconhecimento.

Dentro do capítulo 3 compilou-se alguma informação técnica, necessária para uma melhor compreensão dos resultados obtidos do reconhecimento de superfície e, muito especialmente, dos perfis de resistividade elétrica. Para estes últimos, descrevem-se os procedimentos de dimensionamento dos dispositivos adotados, os cuidados de segurança na sua utilização e as correções e tratamentos dos seus resultados.

No capítulo 4 introduz-se o caso de estudo, com enfoque na geologia da zona, analisam-se os resultados dos ensaios laboratoriais efetuados e interpretam-se os perfis de resistividade realizados sobre a crista, com os seus tratamentos e correções associados e, depois do cruzamento com a cartografia geotécnica de uma galeria contígua à área em estudo, analisam-se primeiro independentemente e depois globalmente, os perfis geoeletricos da zona instabilizada. Estes são, por sua vez, correlacionados com a cartografia geotécnica da zona instabilizada, daí resultando um perfil esquemático do zonamento pretendido. Por último, executaram-se diversas verificações de estabilidade do talude no tardo do restaurante e do ISN IP.

Por fim, no capítulo 5, extraem-se as considerações julgadas pertinentes sobre o tema desenvolvido e sugerem-se algumas propostas de investigação futura.





## 2. INSTABILIZAÇÃO DE TALUDES LITORAIS: SUA CARTOGRAFIA

A geomorfologia de uma dada região é condicionada, entre outros fatores, pelos movimentos de terrenos em taludes. Estes são, juntamente com os fenómenos de erosão, os principais responsáveis pela evolução das formas do relevo. O conhecimento de ocorrências de movimentos de terrenos passados permite compreender a morfologia atual e prever a sua evolução futura. Esta evolução encontra-se na dependência dos mecanismos que levam ao desencadeamento dos movimentos de terrenos que afetam uma dada região (Cendrero & Dramis, 1996).

Para melhor entender as razões que levam à instabilização de taludes é necessário identificar os diferentes mecanismos dos movimentos de terrenos, bem como os seus principais agentes e causas. Os movimentos de terrenos afetando uma determinada área podem ser representados cartograficamente, baseando-se tal representação, em grande parte num conjunto de elementos obtidos no campo. Não sendo habituais neste género de estudos, as galerias de reconhecimento como meio para obtenção desses elementos, revestem-se de grande utilidade.

### 2.1. INTRODUÇÃO

Até ao início da década de 90, os relatórios sobre movimentos de terrenos nas zonas litorais em Portugal, só muito esporadicamente eram tidos em conta no planeamento urbano, sendo essa década importante na generalização da tomada de consciência destes fenómenos. Em algumas localidades como Albufeira, ocorreram diversos incidentes. Em 1998, um pescador no topo da arriba na praia do Castelo foi surpreendido pela rutura da crista. Dois anos mais tarde, três turistas que se encontravam junto ao sopé da arriba na praia do Inatel ficaram em estado grave por terem sido atingidos por um desmoronamento. Finalmente em 2009, na praia Maria Luísa (**Figura 2.1**) foram cinco as vítimas mortais da cedência de um trecho de arriba (Teixeira, 2009).



**Figura 2.1-** Queda de blocos em 2009 da arriba localizada na Praia Maria Luísa (Teixeira, 2009)

O acidente na Ribeira Quente, São Miguel, em 1997 é bem um exemplo de ocorrência catastrófica de um movimento de terreno em meio urbano. Em junho do mesmo ano, na praia do Canavial (Lagos), destacou-se, de uma arriba com cerca de 40 m de altura, uma massa de terreno de 30.000m<sup>3</sup> que atingiu um restaurante contíguo, tendo-o destruído completamente. Alguns blocos mais pequenos que antecederam o grande movimento alertaram as 30 pessoas que aí jantavam, tendo estas saído escassos momentos antes da ocorrência. Estes exemplos permitem concluir que este tipo de fenómeno tem apresentado um agravamento das suas consequências, dada a crescente concentração de pessoas e bens em zonas litorais, quase sempre geomorfologicamente inadequadas para a ocupação humana.

Segundo Dinis e Tavares (2005), existem três unidades geomorfológicas distintas na costa ocidental portuguesa, resumidos no **Quadro 2.1**. Assim, em Portugal mais de metade (57,9%) dos quase 700 km de faixa costeira ocidental corresponde a litoral de arriba. Consideram-se arribas altas ou baixas, quando respetivamente, a sua altura é superior ou inferior a 25m. Ainda relativamente à totalidade da costa ocidental, mas especificando para o litoral de arriba, quase um terço daquele é essencialmente rochoso, perto de 9% é constituída por material brando e 17,4% corresponde a maciços heterogêneos constituídos por alternâncias de rocha e solo.

**Quadro 2.1- Geomorfologia da costa ocidental portuguesa (adaptado de Dinis & Tavares, 2005)**

Unidade	Extensão (km)	% total	Tipo	Extensão (km)	% total	Subtipo	Extensão (km)	Percentagem de cada subtipo face a cada tipo geomorfológico
Praia	197,3	28,3	Arenosa	197,3	28,3	Exclusiva	157,1	79,6
						Com afloramentos	40,2	20,4
Arriba	403,8	57,9	Rochosa	220,9	31,7	Alta	172	77,9
						Baixa	48,9	22,1
			Mista	121,7	17,4	Alta	103,3	85
						Baixa	18,3	15
			Material brando	61,3	8,8	Alta	32,4	52,9
						Baixa	28,9	47,1
Sistema de transição	95,9	13,8	Estuário	41,7	6	Grande	19,9	47,7
						Pequeno	13,5	32,4
						Micro	8,3	19,9
			Laguna	54,2	7,8	Grande	42,9	79,2
						Pequena / micro	11,3	20,8
	697	100		697	100		697	

No **Quadro 2.2** encontram-se localizados alguns exemplos de acidentes ocorridos nos túneis em Portugal catalogados com base na categoria do colapso, cada qual envolvendo litologias distintas e um método de escavação diferente.

**Quadro 2.2- Acidentes durante a construção de túneis em Portugal (adaptado de Cândido, 2010)**

Data	Localização	Tipo de terreno	Método de escavação	Categoria do colapso
1994	Montemor - CREL (Cintura regional externa de Lisboa)	Calcários e margas	Explosivos	Colapso total até à superfície
1994			TBM ( <i>Tunnel Boring Machine</i> - Tuneladora)	
2000	Lisboa	Areia	TBM com escudo e ar comprimido	Percolação de água no teto
2000 - 2001	Porto	Aluvião por cima de um granito alterado com nível freático a 10m do teto do túnel	TBM	Cavidades no teto

## 2.2. TIPOS DE MOVIMENTOS DE TERRENOS EM ARRIBAS

### 2.2.1. CLASSIFICAÇÕES GERAIS

Existem diversas classificações de movimentos de terrenos suscetíveis de serem aplicadas em arribas. Alguma da bibliografia da especialidade teve como autores Skempton & Hutchinson (1969), Varnes (1978), Bromhead (1992), Dikau *et al.* (e outros) (1996). Neste capítulo apresentam-se algumas considerações sobre a terminologia de classificações para solos e rochas, suscetível de serem usadas em arribas.

Em termos de engenharia, rocha é um conjunto contínuo de agregados naturais de partículas minerais com fortes e permanentes ligações coesivas, sendo pois muito difícil de desagregar mecanicamente, recorrendo-se para tal a explosivos. Solo por seu lado, é um aglomerado natural de partículas ligadas entre si por forças electrostáticas de tal modo fracas que a sua separação requer meios mecânicos de baixa energia, como pá, picareta, escavadoras e a pequena escala, uma simples agitação em água.

No **Quadro 2.3** apresenta-se a classificação de movimentos de terrenos mais universalmente aceite pela generalidade do público e instituições, na qual o autor, D.H. Varnes, define cinco tipos principais de mecanismos e um sexto, que resulta da combinação dos anteriores. Para além da sua tipologia o autor baseou a sua classificação no tipo de material envolvido e na velocidade de movimentação (Varnes, 1978 *in* Dickau *et al.*, 1996).

**Quadro 2.3- Classificação de Varnes (adaptado de Dickau *et al.*, 1996)**

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Maciço rochoso	Solos de engenharia	
				Essencialmente grossoiro	Essencialmente fino
Queda			Com rochas	Com detritos	Com terra
Tombamento			Com rochas	Com detritos	Com terra
Escorregamento	Rotacional	Pequenos volumes	Singular de rochas	Singular de detritos	Singular de terra
			De rocha em blocos	De detritos em blocos	De terra em blocos
		Translacional	Grandes volumes	De rochas	De detritos
Expansão lateral			De rochas	De detritos	De terra
Fluência			De rochas	De detritos	De terra
			(Fluência profunda)	(Fluxo de solo)	
Movimentos complexos	Combinação de pelo menos dois dos cinco tipos principais				

A diferença de comportamento geotécnico entre rochas e solos justifica a distinção dos mecanismos de rutura em taludes decomposição heterogénea, tendo sido criadas as diferentes classificações de movimentos de terrenos e que permitiram sistematizá-los em várias tipologias. Estas baseiam-se em critérios como a geometria do movimento, o tipo de material afetado, a idade do movimento, o seu estado de atividade do movimento, a velocidade de ocorrência (**Quadro 2.4**), o tipo de agente etc. (Lamas, 1998).

**Quadro 2.4- Velocidade dos movimentos de terrenos (adaptado de Varnes & Cruden, 1996 in Lamas, 1998)**

Classe de velocidade	Escala de movimento	Velocidade (mm/s)
7	Extremamente rápido	$> 5 \times 10^3$
6	Muito rápido	$> 5 \times 10^1$
5	Rápido	$> 5 \times 10^{-1}$
4	Moderado	$> 5 \times 10^{-3}$
3	Lento	$> 5 \times 10^{-5}$
2	Muito lento	$> 5 \times 10^{-7}$
1	Extremamente lento	$< 5 \times 10^{-7}$

Mais recentemente, em 1991, foi publicada a Classificação Europeia de Movimentos de Massa, baseada na de Varnes (1978) e à qual foram adicionados alguns aspetos realçados por outros autores (Quadro 2.5).

**Quadro 2.5- Quadro resumo da classificação europeia dos movimentos de terrenos (adaptado de Dickau *et al.*, 1996)**

Tipo de movimento	Rocha	Detritos	Solo
1- Queda	De rocha	De detritos	De solo
2- Tombamento			
3- Escorregamento rotacional	Singular		
	Múltiplo		
	Sucessivo		
Escorregamento translacional			
4- Não rotacional	Em blocos	Em blocos	Em blocos
5- Planar	De rocha	De detritos	De terra
6- Expansão lateral	De rocha	De detritos	De terra
7- Fluxo	De rocha	De detritos	De terra
8 - Complexo	Quando existe evolução de um movimento para outro		

## 2.2.2. MECANISMOS DE INSTABILIDADE EM ARRIBAS

### 2.2.2.1. QUEDAS

Queda define-se como um movimento extremamente rápido de blocos rochosos ou de solo, cujo destaque de uma superfície muito inclinada, quase vertical ou mesmo vertical (normalmente a parede de uma escarpa) é seguido de queda livre, ressalto e rolamento até à imobilização a uma cota mais baixa.

A distância que o bloco destacado percorre, varia com a forma e dimensões do mesmo, a topografia, o ângulo inicial de impacto depois da queda, cobertura vegetal e as características físicas e mecânicas do material. Estes são os parâmetros a considerar numa análise do percurso mais provável. Mais recentemente, por introdução em *softwares* geotécnicos da especialidade de alguns

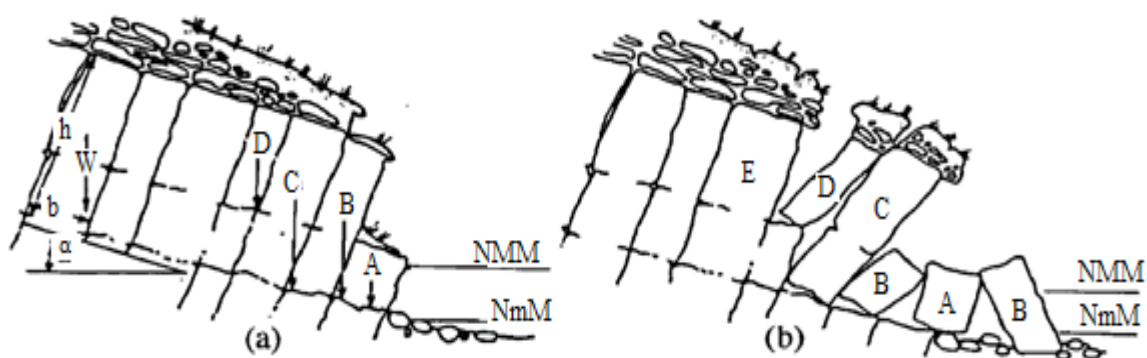
dos parâmetros acima mencionados, consegue-se pela aplicação de algoritmos, um processamento das linhas mais prováveis para a passagem dos blocos (Águas *et al.*, 2002).

Pela ação combinada dos agentes erosivos e das propriedades físico-mecânicas, por vezes muito distintas, dos materiais que constituem as escarpas, os mais resistentes e menos meteorizáveis são deixados em saliência formando consola, sobre os mais friáveis e de baixa resistência e que portanto sofrem um mais rápido recuo. O destaque dos blocos acontece normalmente por uma zona de fraqueza, muitas vezes uma fenda de tração que aumenta progressivamente até à anulação de qualquer ligação ou zona de contacto com o resto do maciço (Lamas, 1998). Potenciados pela gravidade, os blocos em consola com um balanço de importância variável, destacam-se sobre o vazio.

### 2.2.2.2. TOMBAMENTOS

Este mecanismo pode ocorrer quando um bloco, coluna ou painel de rocha, destacado por uma descontinuidade pré-existente fortemente inclinada para o interior do talude, apresenta um movimento de rotação em torno da sua base (Figura 2.2).

O movimento pode ser potenciado pela pressão hidrostática da água acumulada nas descontinuidades pré-existentes ou em formação.



**Figura 2.2 - (a) Ação contínua da Ma (erosão marinha) no bloco A, que não provoca movimento de B, C e D; (b) O bloco A foi removido, provocando tombamentos no sopé da arriba até D inclusive; NmM e NMM – níveis mínimos e máximos, respetivamente, da ação do mar (adaptado de De Freitas & Watters, 1973)**

Sendo as descontinuidades que separam o bloco do resto do maciço, desprovidas de coesão, este mecanismo vai ser condicionado pela altura (h) e largura (b) do bloco, pela inclinação do plano sobre o qual o bloco assenta ( $\psi$ ) e pelo ângulo de atrito ao longo desse plano ( $\phi$ ).

Na **Figura 2.3** encontram-se os diferentes estados de estabilidade, com base na estrutura do maciço e no ângulo de atrito das descontinuidades.

Num diagrama de forças 2D (bidimensional), quando o vetor peso (W), que passa no centro do bloco, se desloca para fora da área de influência deste, o bloco tomba (Hoek & Bray, 1994).

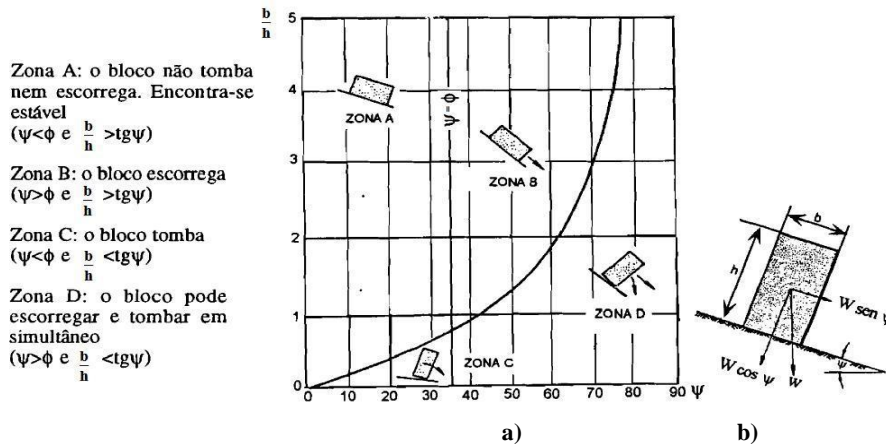


Figura 2.3- (a) Quatro situações de equilíbrio distintas, consoante a geometria do bloco unitário, e o declive do plano sobre o qual aquele assenta (b) (adaptado Ashby, 1971 in Hoek & Bray, 1994)

### 2.2.2.3. ESCORREGAMENTOS

Um escorregamento tem de ocorrer sempre ao longo de uma superfície de rutura por corte. A sua ocorrência está normalmente associada a vertentes constituídas por solos de declive variável, mas também pode afetar maciços heterogêneos ou essencialmente rochosos, estando neste caso totalmente dependente das suas características estruturais (Varnes, 1978). Este autor distingue escorregamentos rotacionais de translacionais, através da geometria da superfície de rutura.

Os escorregamentos rotacionais (**Figura 2.4**) ocorrem ao longo de uma superfície em forma de colher com a face côncava virada para cima. Dividem-se em singulares, múltiplos e sucessivos (Hutchinson, 1988 in Dickau, 1996). Afetam por regra solos, normalmente associados a declives entre 20° e 40° e relação comprimento/profundidade de 0,1 a 0,3 (Van Westen, 1996 in Coronado, 2006). Estes solos são geralmente moles, coesivos e relativamente homogêneos (Varnes, 1978). Em maciços rochosos, na maioria das vezes estão associados a uma fracturação intensa e de orientação aleatória.

Estes movimentos dividem-se por sua vez em função da localização da superfície de escorregamento: rutura de vertente (se esta afeta o talude apenas na zona da crista ou a meia encosta), rutura do sopé (se atinge a base do talude) ou rutura pela base (se a mesma intersecta o terreno à frente do sopé do talude). Em regra, as propriedades resistentes do terreno aumentam em profundidade, o que dificulta a existência de superfícies de rutura profundas. Por essa razão, os casos mais correntes de escorregamentos rotacionais apenas afetam os terrenos mais superficiais.

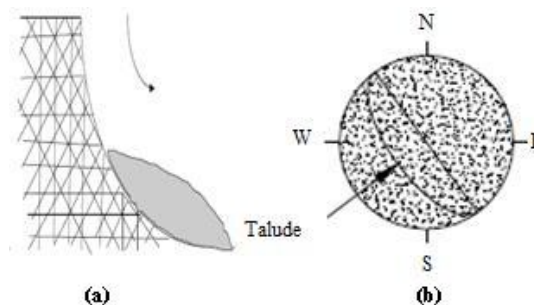
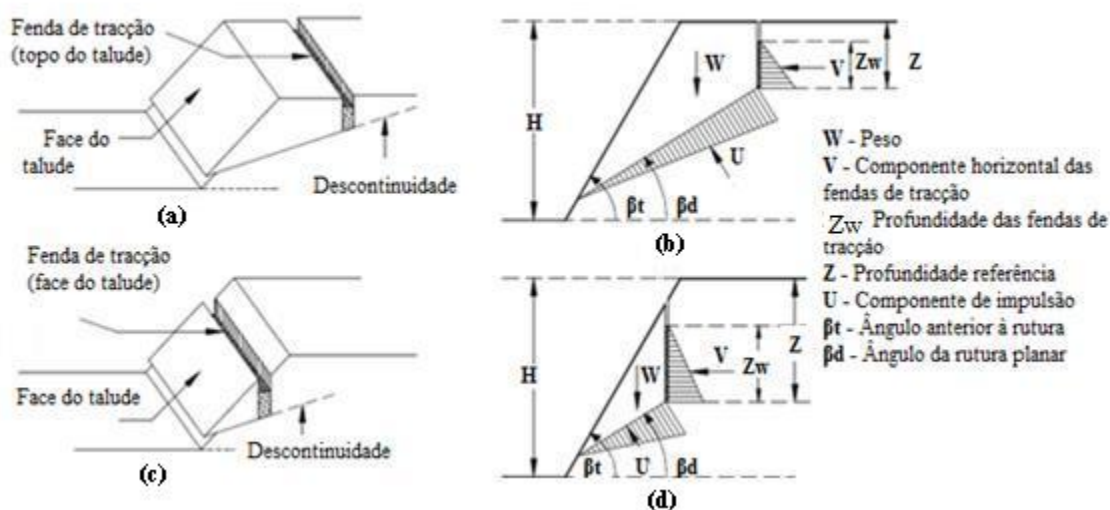


Figura 2.4- (a) Influência da densidade e da dispersão das orientações das discontinuidades, inseridas na rede estereográfica; (b) Ocorrência de escorregamentos rotacionais em maciço rochoso (adaptado de Hoek & Bray, 1994)

Quanto aos escorregamentos translacionais, no caso de afetarem taludes constituídos por solo, este mecanismo requer normalmente a existência de uma lentícula argilosa situada a certa profundidade e intercalada por formações muito mais resistentes. A existência destas finas camadas de muito difícil detecção necessitam, por via de regra, do seu despiste através de uma prospeção atenta em caso de obra. No caso de taludes rochosos, este mecanismo é controlado pelas descontinuidades que cortam os maciços (diaclases, planos de xistosidade ou de estratificação, etc.).

Os escorregamentos em maciços rochosos, podem ser translacionais, ao longo de um plano ou em cunha através da linha intercetante de dois planos que cortam um talude segundo orientações diferentes (Hoek & Bray, 1994).

O coeficiente de segurança pode ser definido segundo uma expressão baseada no critério de Mohr-Coulomb, com as seguintes simplificações (Hoek & Bray, 1994): o destaque do bloco instável dá-se segundo as fendas de tração e a rutura por corte ocorre ao longo de um plano correspondente a uma descontinuidade pré-existente (**Figura 2.5**).



**Figura 2.5-** Esquema de escorregamentos planar de blocos destacados por fenda de tração no topo do talude (a) e na face do mesmo, (c) e, respetivamente, diagramas de forças (b) e (d) (adaptado de Hoek & Bray, 1994)

#### 2.2.2.4. FLUÊNCIA

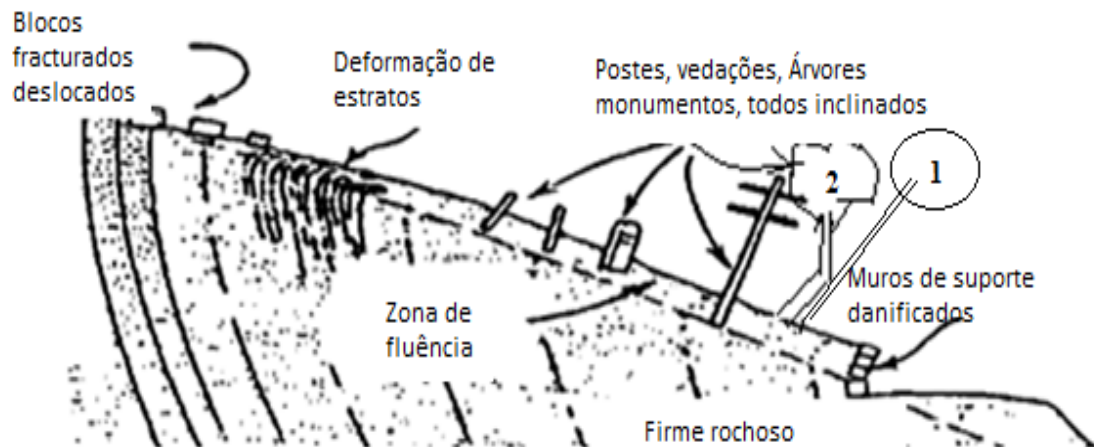
Neste tipo de movimento de terrenos não existe uma superfície de rutura definida (Bromhead, 1992) verificando-se uma deformação interna, plástica, mais intensa do que no caso do escorregamento, pois aquela já não afeta apenas a zona da superfície de rutura.

Para Terzaghi (1950), ao contrário do escorregamento, definido como o movimento de uma porção limitada de terreno confinada por fronteiras bem definidas, a fluência pode envolver toda a superfície de um talude, sem que exista uma fronteira definida entre o material em movimento e o terreno imóvel subjacente.

Fluência ou (*creep*), dada a sua extrema lentidão, manifesta-se visualmente sobre a forma de deformações de árvores e estruturas antrópicas (postes inclinados, muros fissurados ou linhas de caminho de ferro deslocadas, fendas longitudinais em passeios, estradas e caminhos), devidas a deslocamentos cíclicos das zonas mais superficiais dos terrenos (**Figura 2.6**). Uma das formas de investigar o volume potencialmente instabilizado *in situ*, para efeitos de cálculo da estabilidade de



taludes e posteriormente para dimensionamento de estruturas de suporte, é partindo do princípio que “a possança do terreno afetada pelo *creep* não costuma exceder, em profundidade, a espessura sujeita à variação sazonal de temperatura e/ou humidade” (Zaruba & Mencl, 1982).

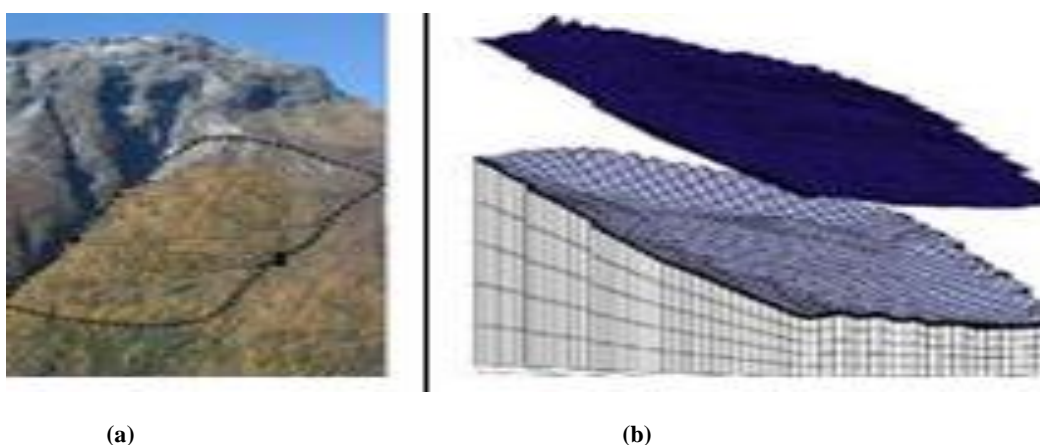


**Figura 2.6-** Esquema do movimento de fluência (adaptado de Stratler in Lamas, 1998)

A maior ou menor velocidade dos movimentos de terrenos é condicionada pelos materiais afetados, normalmente depósitos de cobertura das vertentes, pela topografia e, principalmente, pelo teor em água, o qual, ao aumentar a fluidez da mistura solo-água, transforma um fenómeno extremamente lento, como a fluência, noutro extremamente rápido, como as torrentes ou fluxos de lama.

O *creep* é tanto mais veloz, quanto maior o declive, expansibilidade e variações sazonais do teor em água (McKNight, 1996 in Lamas, 1998) sendo que as vibrações sísmicas aceleram-no de um momento para o outro, podendo criar uma superfície de rutura e, por conseguinte, transformar o movimento de fluência num escorregamento.

Um exemplo de um movimento de terreno cujo mecanismo foi a fluência encontra-se na **Figura 2.7**. Para tal executou-se o modelo digital de terreno da área instabilizada e executou-se a interpretação do talude instabilizado.



**Figura 2.7-** (a) Exemplo de uma área instabilizada por fluência; (b) Respetivo modelo digital de terreno (adaptado de Groneng *et al.*, 2010)



### 2.2.3. AGENTES E CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE TERRENOS

É necessário identificar as razões que levam ao desencadear dos movimentos de terreno a fim de prever fenómenos que possam instabilizar vertentes, permitindo ações de solução menos dispendiosa ou condicionar a sua evolução em situações em que esta já se terá iniciado, solução mais pesada em termos de custos. A estabilidade de um talude está dependente de diversos agentes de instabilidade. Alguns destes como a precipitação, a presença e tipo de vegetação e a ação antrópica, são mais decisivos nuns ambientes que noutros.

Os modos distintos de atuação destes agentes, ou seja, as causas da instabilização de taludes, criam condições de não equilíbrio, potenciando a rutura e o deslocamento dos terrenos por ação da gravidade.

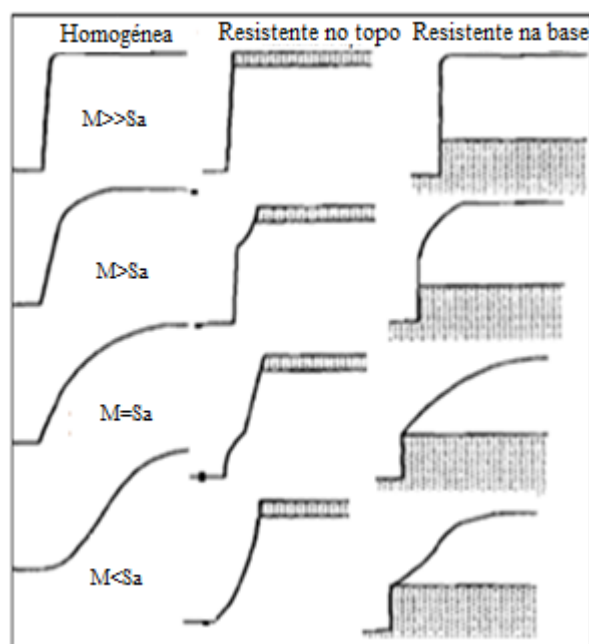
Crozier (1986 *in* Lamas, 1998) agrupou os agentes instabilizadores, gradativamente, em função quer do seu tipo, quer da sua intensidade. Assim, os agentes preparatórios colocam o talude no limiar da instabilidade, mas sem chegar à rutura. Esta é atingida por ação dos agentes desencadeadores, cujos exemplos mais habituais podem ser chuvadas muito intensas e prolongadas, sismos de elevada magnitude ou ação direta do homem. Esta diminuição gradativa das condições de estabilidade é condicionada pelas características intrínsecas do meio (geológicas, climáticas, sismo-tectónicas etc.) denominada pelo autor de agentes controladores.

Terzaghi (1950) propôs uma classificação das causas dos movimentos de terrenos assumindo que, quando um talude está sujeito à ação de determinado agente, as causas de instabilidade, que podem ser múltiplas e simultâneas, se dividem em internas e externas. Exemplos destas últimas, que levam ao aumento das tensões de corte, são: modificações da topografia com incremento da altura ou da inclinação do talude, corte do sopé e vibrações de origem natural ou artificial. Nas causas internas que, segundo o mesmo autor, levam à redução da resistência ao corte, incluem-se a alteração de certos constituintes do terreno, levando à redução da coesão, e ao aumento das pressões intersticiais, com consequente diminuição da componente friccional da resistência. O autor refere também as causas intermédias, as quais são fruto da combinação dos agentes externos e internos atuantes no talude: aumento das solicitações devido ao rebaixamento rápido do nível da água, erosão interna dos solos e liquefação espontânea originada por sismos ou outros fenómenos vibratórios.

A rutura ocorre por aumento das tensões de corte e/ou por diminuição da resistência ao corte até uma situação limite, iniciando-se então o movimento. Este acontecimento ocorre na natureza, geralmente, de forma lenta, podendo contudo haver situações particulares em que a ocorrência (rutura seguida de movimento) acontece em escassos segundos.

Relativamente às arribas litorais, os principais agentes atuantes tendentes à sua instabilização são, em primeiro lugar, os agentes da ação marinha, seguido pelos aspetos climáticos (precipitação e vento), pela cobertura vegetal e pela atividade antrópica.

A ação da água do mar é condicionada pela ondulação, correntes litorais e marés que atuam sobre a faixa litoral. Raramente a ação da erosão subaérea é tão intensa quanto a da ação marinha, sendo os efeitos de ambas as ações esquematizados na **Figura 2.8**. Em costas de arriba viva, as consequências da ação marinha dependem essencialmente da geometria do talude e da posição da zona de sopé face ao mar. Essa ação varia com o nível oscilante diário da água do mar. As vagas impõem solicitações cíclicas sobre o sopé das arribas procedendo à sua erosão, normalmente sob a forma de uma sapa que conduz à instabilização da mesma, o que é auxiliado pela componente sólida lançada pela onda de encontro à face da arriba.



**Figura 2.8- Esquema das alterações sofridas pelo perfil de arribas homogêneas ou heterogêneas tendo em conta a importância relativa das erosões marinha (M) e subaérea (Sa) (adaptado de Emery & Kuhn, 1982 in Viles & Spencer, 1995 in Lamas, 1998)**

A atuação continuada das ondas marinhas na base de arribas litorais, manifesta-se mecânica e quimicamente. Mecanicamente quer pelo choque das partículas por elas lançadas contra a base, quer pela pressão do ar no interior das cavidades e das fraturas adjacentes ao exterior, alargando-as e induzindo a desagregação das paredes. A diminuição do volume dos blocos que conformam o maciço rochoso da arriba faz-se à custa da sua fracturação continuada. Outro exemplo de meteorização mecânica é o efeito do crescimento de cristais de sais como cloretos e sulfatos, provenientes da bruma salina lançada pela rebentação da ondulação costeira, no interior dos poros e das descontinuidades que compartimentam as rochas. A alteração química por sua vez, condicionada pelo contexto geoambiental, consiste na transformação de diversos minerais em compostos mais estáveis, porém menos resistentes. São processos de alteração química a dissolução, a hidratação, a hidrólise e as trocas de cátions, entre outros.

A pluviosidade é muitas vezes apontada como “o” agente natural mais decisivo na avaliação da estabilidade de taludes, pelo que a sua análise estatística desciminada anual, mensal ou diária torna-se relevante para calcular a probabilidade de ocorrência de movimento de terrenos. Esta relevância é naturalmente mais notória nos períodos invernosos. Relaciona-se a quantidade de precipitação registada em dado período de tempo com o momento em que a rutura se dá. Um exemplo deveras interessante é aquele em que o agente à partida preparatório pode equivaler ao agente desencadeador. O mesmo episódio pluvioso que induz a infiltração de água num talude durante vários dias, provocando um acréscimo contínuo das pressões intersticiais pode, por incremento momentâneo da sua intensidade, ser o agente desencadeador de um movimento de terrenos. Para além da infiltração ocorre, sobre certas condições, o escoamento superficial após o impacto da gota da chuva na vertente, o qual arrasta as partículas de menor granulometria provocando a erosão da superfície do talude. A energia cinética ganha pela água de escorrência superficial varia com a intensidade, geometria e cobertura vegetal do talude. Ao mesmo tempo a erosão superficial depende também da intensidade, energia e dimensão das gotas em queda, cujo impacto, só por si, remove superficialmente as partículas soltas. Uma gota de 1 mm atinge 4m/s e uma de 5 mm, 9 m/s (ETSIM, 1983 in CCCR-LVT (2006)).

A ação do outro agente subaéreo, o vento, é idêntica ao mecanismo do impacto da onda na face da arriba. Ao arrancar pequenas partículas de cavidades, o vento fá-las rodopiar no seu interior

e, por desgaste das suas paredes, alarga-as (erosão alveolar), favorecendo o encaminhamento das águas de escorrência para o interior do talude.

A importância da vegetação, como condicionante da estabilidade de taludes, varia consoante as suas características e consoante o tipo de terreno que constitui o talude. No caso de vegetação rasteira, esta aumenta a taxa de escorrência em detrimento da infiltração, fazendo com que a erosão provocada tanto pela ação direta da gota da chuva sobre a superfície do terreno, como pelo arraste da água de escorrência pela encosta abaixo, seja mitigada.

Uma vegetação arbustiva e arbórea, por seu lado, aumenta a coesão do solo por efeito do seu envolvimento pelas raízes profundas, evitando a ocorrência de escorregamentos superficiais e funcionando como obstáculo ao rolamento encosta abaixo de blocos destacados, da crista de taludes, diminuindo assim a energia cinética ganha pelo deslocamento destes ao longo da vertente.

O peso da vegetação de grande porte induz contudo, um acréscimo das ações instabilizadoras sobre o talude. Numa situação de curto prazo, o desaparecimento da vegetação arbórea por qualquer motivo (fogo, praga, desmatção) aumenta a estabilidade em taludes. No entanto, estudos efetuados por diversos autores (Prandini *et al.*, 1977), que demonstraram que, em consequência daquelas ações, com o tempo as condições de equilíbrio acabam por se inverter, acelerando a instabilização do talude. Na avaliação da estabilidade em taludes a ação da vegetação pode ser classificada pela natureza das suas consequências, efeitos mecânicos (rearranjo estrutural entre a planta e o solo) e hidrológicos, segundo Greenway (1987).

À semelhança do exemplo da precipitação que podia, consoante a perspetiva, ser considerada um agente preparatório ou desencadeador, também com a vegetação arbórea se consegue um paralelismo idêntico se o peso das árvores tem uma componente tangencial maior ou menor do que a normal em relação ao declive do talude, indo instabilizá-lo ou estabilizá-lo, respetivamente.

Ao produzir modificações na superfície da crosta terrestre, o homem é apontado como um importante agente da instabilização de taludes. Tais modificações podem ser impostas à topografia, à drenagem superficial e subterrânea, à vegetação e ao próprio clima (Lamas, 1998). No que diz respeito à topografia, o declive e a cota do relevo são parâmetros de grande relevância no cálculo da estabilidade de taludes. Quando o primeiro aumenta, as ações instabilizadoras aumentam e quando diminui, a suscetibilidade à ocorrência de movimento de terrenos normalmente baixa. São disso, exemplos as obras lineares (estradas, linhas de caminho de ferro e canais), as estruturas habitacionais, armazéns industriais, aterros localizados no topo de taludes e obras hidráulicas onde existam escavações que alterem as condições de estabilidade dos taludes das margens de um rio.

Na maior parte das vezes, a implantação de qualquer estrutura antrópica faz-se à custa de aplanamentos de terreno que obrigam ao projeto de taludes de escavação, eventualmente acompanhados de obras de reforço como ancoragens, pregagens ou muros de suporte.

#### **2.2.4. EVOLUÇÃO GEOMORFOLÓGICA DE ARRIBAS**

À escala da vida humana, o recuo das arribas, consequência da ação dos agentes erosivos, não é na maior parte dos casos tão perceptível quanto o são as modificações observadas numa costa baixa, arenosa.

Na faixa litoral, os mais poderosos agentes da geodinâmica externa como atrás referido, são sem dúvida as ondas e as correntes litorais, com grande capacidade modeladora da linha de

costa. Essa capacidade vai depender do facto, daquela faixa corresponder a um litoral de erosão (rochoso) ou a um litoral de acreção, coberto de sedimentos móveis. É no primeiro destes que se formam as arribas, as quais dominam a paisagem sob a forma de ressaltos de forte pendor e altura muito variável. As arribas estão sujeitas ao desgaste mecânico pelas ondas e à alteração química por dissolução, precipitação de sais e outros processos, promovidos pelo contacto direto da água do mar. Quanto às correntes litorais, estas ajudam a transportar os detritos provenientes dos movimentos de terreno que afetam as frentes das arribas devido à ação das ondas e de outros agentes da geodinâmica externa.

A estrutura dos maciços é uma das principais condicionantes da estabilidade de escarpas rochosas, com exceção das situações em que essas escarpas são constituídas por rochas de muito baixa resistência. Se não o forem, as condições de estabilidade dependerão unicamente das características geométricas e mecânicas das descontinuidades, de que se destacam a orientação e o ângulo de atrito das suas paredes. É aliás o ângulo de atrito dos planos de descontinuidade que justifica os valores de inclinação das escarpas (**Quadro 2.6**), admitidos como limiar crítico da estabilidade de taludes constituídos por diferentes tipos de rocha. Esta relação litologia/inclinação do talude, pressupõe uma predisposição estrutural à instabilidade (Zêzere *et al.*, 2006).

**Quadro 2.6- Relação da litologia com os declives de taludes para a previsão de zonas predispostas a movimentos de terrenos em Portugal Continental (adaptado de Zêzere *et al.*, 2006)**

Litologia	Declive crítico (°)
Depósitos superficiais	10
Rochas carbonatadas	25
Rochas sedimentares e vulcânicas estratificadas	10
Outras rochas vulcânicas	20
Rochas xistentas	15

Em arribas constituídas por maciços de composição heterogénea, como é o caso das rochas estratificadas, os mecanismos de instabilidade normalmente passam pela ocorrência de fenómenos de erosão diferencial, os quais induzem uma mais rápida degradação dos estratos ou intercalações brandas, deixando as formações mais resistentes em destaque. Dá-se a rutura do bloco destacado em consola quando a resistência ao corte e/ou à tração do bloco destacado finda, ocorrendo a sua queda por gravidade. O recuo das arribas com esta estrutura geológica processa-se tão ou mais rapidamente quanto maior a espessura das intercalações mais brandas, relativamente às mais resistentes.

## **2.3. CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA EM TALUDES E EM GALERIAS DE RECONHECIMENTO**

### **2.3.1. TALUDES**

A par dos sismos, dos maremotos e da erosão marinha, os movimentos de terrenos em taludes são um dos principais perigos de índole geológica no continente português (Zêzere *et al.*, 2006), ocorrendo segundo diferentes mecanismos consoante o ambiente geoclimático e morfológico em que se inserem. No que respeita à orla litoral ocidental, esta apresenta um elevado número de perigos.

As unidades presentes em qualquer zonamento de perigos de movimentos de terrenos correspondem a volumes de terrenos contíguos, diferenciados uns dos outros por um limite bem

definido e de comportamentos condicionados pela gênese dos terrenos e respetiva história evolutiva (Hansen, 1984).

Para aquele autor, o método de zonamento de maior carga empírica, de interpretação essencialmente qualitativa, baseia-se em critérios essencialmente geomorfológicos. Contudo, na cartografia geotécnica não se definem unidades obtidas somente de estudos geológicos, mas sim unidades geotécnicas, baseadas em propriedades físicas e mecânicas que, no seu conjunto, apresentam globalmente valores idênticos. O zonamento é, neste caso, efetuado de modo quantitativo sendo que, para a determinação daquelas propriedades, é necessária a execução de ensaios *in situ* e laboratoriais.

Consoante a escala de trabalho, opta-se por um dos dois métodos referidos para a verificação da estabilidade de taludes naturais, sendo normalmente adotados métodos de interpretação geomorfológica nos zonamentos realizados a pequena escala. Por seu lado, a implementação de zonas baseadas em grupos de alguns parâmetros geotécnicos, obtidos de ensaios laboratoriais e *in situ*, muitas vezes com uma finalidade bem definida em termos de uso do solo, conduz à construção de cartas a maiores escalas (Lamas, 1998).

Os movimentos de terrenos numa determinada área podem ser representados por Cartas Geomorfológicas ou por Cartas de Inventário de ocorrências (Lamas, 1998). Para uma adequada inventariação dos movimentos de terrenos, executa-se um levantamento objetivo dos movimentos atuais e passados. A sua compilação e zonamento é em grande parte resultado da experiência do investigador. Estas cartas são denominadas de cartas de fatores, sendo outros exemplos as cartas litológica, hidrogeológica, de declive, de uso do solo, etc. Em geotecnia, o objetivo passa por eliminar ou mitigar o perigo a que pessoas e bens se encontram sujeitas.

A partir de 1977, passou-se a definir “perigo geológico” qualquer acontecimento, sistema ou ocorrência potencial, que interfira nos direitos dos cidadãos ou venha a influenciar negativamente as atividades económicas (*United States – Estados Unidos (U.S.) Geological Survey, 1977 in Carcedo, 1990*).

A integração dos fatores atrás referidos na definição do zonamento leva à elaboração das cartas de síntese, das quais são exemplos os zonamentos de suscetibilidade de movimentos de terrenos (**Quadro 2.7**).

O risco pressupõe perdas, mais ou menos toleradas pela sociedade, de vidas humanas, património ou atividade económica, sendo definido pelo produto da sua probabilidade de existir com as suas consequências. Entende-se como risco geotécnico, a probabilidade de ocorrerem danos de determinada importância sobre pessoas e/ou bens devido a qualquer causa geotécnica.

Juntamente com a análise de risco tem-se desenvolvido ultimamente devido à variabilidade das características geotécnicas das formações, uma abordagem probabilística, na análise dos problemas geotécnicos, que, quando utilizável complementa a tradicional abordagem determinística.

Entende-se como suscetibilidade de movimentos de terrenos a predisposição desse terreno em sofrer instabilização (Costa, 2005). Um exemplo nacional de carta de síntese em formato analógico (sobreposição manual de fatores cartografados) baseou-se nas cartas geológica, de inventário de ocorrências e de declives com o objetivo de estabelecer um zonamento de suscetibilidade de movimento de terrenos à escala 1:5000, da faixa de taludes entre Cacilhas e Trafaria (Lamas, 1989). Exemplo mais recente é a carta de suscetibilidade aos movimentos de terrenos de Silva (2000), construída em ambiente de sistema de informação geográfico (SIG), baseada na sobreposição da carta de declives, esta realizada a partir de um modelo digital de terreno, com a carta litológica de todo o concelho de Almada e posterior validação do resultado com a carta de inventário de movimentos de terrenos da mesma área.

A perigosidade ou “hazard” é a probabilidade de ocorrência em dado local e dentro de um determinado período de tempo, de uma situação de instabilidade ou perigo. Vulnerabilidade é a extensão desses danos, face a esse fenómeno potencialmente destruidor numa área afetada pelo perigo. Já o risco é dado como produto entre a perigosidade, a vulnerabilidade e o elemento em risco, segundo (Varnes, 1984), onde:

$$R_t = (E) \times (R_s) = (E) \times (H \times V) \quad (2.1)$$

$R_t$  – Risco total;

$E$  – Elemento em risco;

$R_s$  – Risco específico;

$H$  – Probabilidade de ocorrência de um evento perigoso;

$V$  – Vulnerabilidade.

**Quadro 2.7- Modelo do Risco (adaptado de Zêzere *et al.*, 2006)**

Risco	
Probabilidade de ocorrência de um evento perigoso ( $H$ )	Elementos em risco ( $E$ )
Sismo	População
Vulcão	Estruturas e infraestruturas
Clima extremo	Atividades económicas
Cheias e inundações	Património cultural
Outros	Potencialidades do território

### 2.3.2. GALERIAS DE RECONHECIMENTO

Pode-se considerar uma galeria de prospeção como uma das mais eficazes técnicas de prospeção de qualquer maciço rochoso em estudo, permitindo o acesso direto do observador ao interior do maciço e a realização, eventualmente, de ensaios *in situ* para a obtenção de propriedades consideradas representativas. Trata-se pois de um túnel de pequeno diâmetro cuja altura e largura permitem apenas a passagem de pessoas e alguma maquinaria de pequena dimensão.

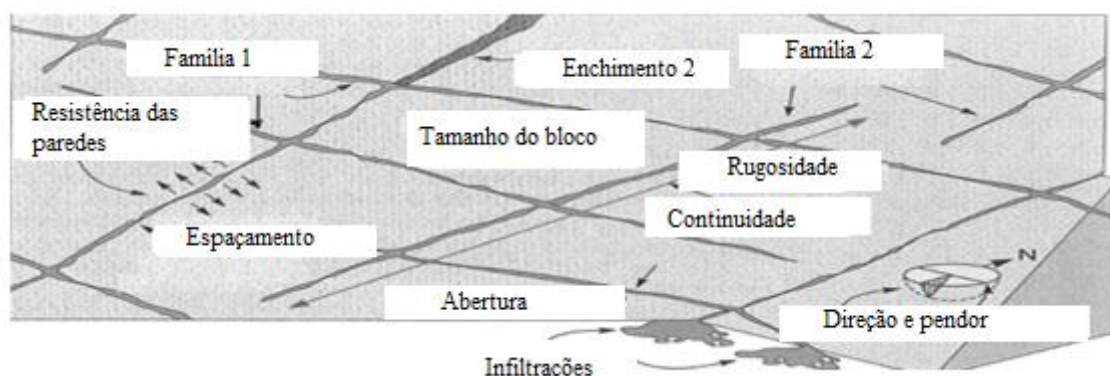
Contudo este meio de prospeção é considerado dos mais caros, sendo poucos os tipos de obras onde ele é realizado. Nos túneis em geral, assim como noutros tipos de obras subterrâneas, a geometria da obra, aliada à orientação das descontinuidades que compartimentam o maciço, para além das características mecânicas deste como a deformabilidade, a resistência ao corte e a permeabilidade, condicionam a estabilidade da escavação. Os blocos individualizados suscetíveis a sofrer destaque, bem como o seu deslocamento associado, podem ser alvo de monitorização e/ou estabilização. Com base na análise da estrutura do maciço exposto, infere-se o peso dos blocos potenciais e a possibilidade de quedas a partir do teto e hasteais.

Uma compilação das principais situações de perigo suscetíveis de ocorrer durante a escavação de túneis e as metodologias para a sua deteção foi executada por Cândido (2010). Estas situações podem ter origem numa grande diversidade de condições estruturais/ litológicas e geomecânicas, sendo a prospeção geofísica (resistividade elétrica e sísmica de refração) um meio para a sua deteção, nalgumas situações. Por paralelismo, os mesmos métodos de prospeção poderão ser aplicados na manutenção de um túnel, monitorizando a sua evolução.

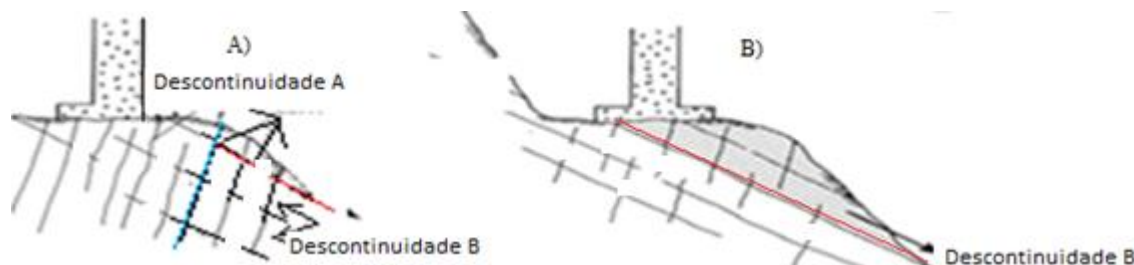
As características estruturais revestem-se de grande importância no estudo dos maciços rochosos. As descontinuidades interferem fortemente com a resistência e deformabilidade dos mesmos. Qualquer instabilidade em maciços rochosos, quer em taludes quer em estruturas subterrâneas, ocorre por regra nestes planos de fraqueza pré-existentes.

Uma descontinuidade é uma estrutura que interrompe a continuidade física de uma qualquer unidade geológica (Rocha, 1981). Se a sua origem for sedimentar, a mesma poderá corresponder tanto a um plano de estratificação como ao de uma diaclase (ISRM, 1978) (*International Society for Rock Mechanics*). As diaclases poderão encontrar-se associadas a dobramentos e falhas, devido à tectónica regional.

Para o estudo das descontinuidades, analisam-se tanto as suas características geométricas como as físicas (**Figura 2.9**). Relativamente às primeiras enumeram-se a atitude, o espaçamento e a persistência. Estas condicionam a forma e volumetria dos blocos em que o maciço se encontra compartimentado. A **Figura 2.10** realça a dependência da estabilidade de um maciço rochoso face à atitude e persistência das famílias de descontinuidades que o compartimentam. As características físicas das mesmas são dadas pela rugosidade, tipo de preenchimento e abertura e condicionam o comportamento mecânico do maciço (ISRM, *op.cit.*).



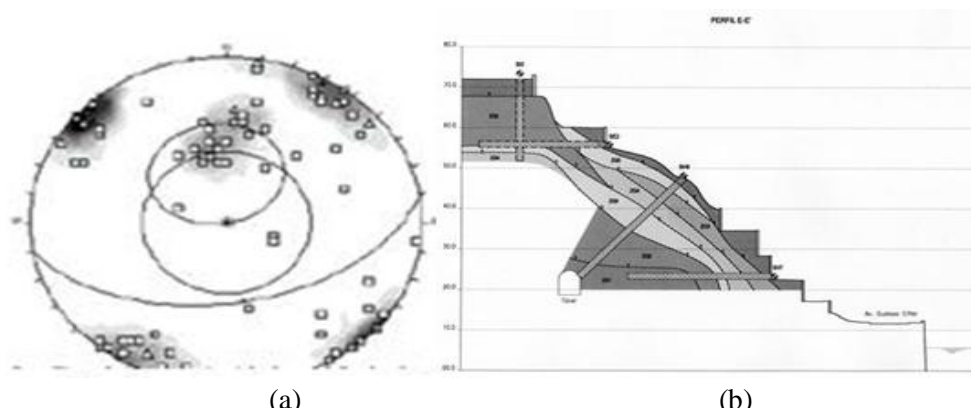
**Figura 2.9-** Elementos físicos e geométricos a definir no estudo das descontinuidades (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)



**Figura 2.10-** Influência da orientação e persistência de duas famílias de descontinuidades na estabilidade de uma fundação. (A) Situação mais estável. (B) Situação mais instável (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

Um exemplo típico da importância das descontinuidades nas medidas corretivas foi adotado por Borges & Correia (2003), envolvendo vários níveis de ancoragens numa vertente urbana do Porto. Com base no estudo dos parâmetros acima referidos, aqueles autores dimensionaram uma solução de estabilidade como a esquematizada na **Figura 2.11**.

Uma das formas mais expeditas para caracterizar maciços rochosos é fornecida pela BGD (Basic Geotechnical Description of Rock Masses) (ISRM, 1981). É uma classificação bastante simples e facilmente compreendida mesmo por técnicos menos familiarizados com os aspetos geológicos e geotécnicos. A classificação inclui, para além do nome da rocha que constitui o maciço em questão, quatro parâmetros quantificáveis, dois geométricos e dois mecânicos. Os primeiros são a espessura das camadas, essencialmente aplicável às rochas sedimentares e o espaçamento entre fraturas. Os parâmetros mecânicos, por seu lado, incluem a resistência à rutura do material rocha por compressão uniaxial e o ângulo de atrito das paredes das descontinuidades.



**Figura 2.11- (a) Tratamento estatístico das orientações das famílias de descontinuidades; (b) Solução de estabilização adotada (adaptado de Borges & Correia, 2003)**

Quanto ao valor do ângulo de atrito das descontinuidades, este pode ser obtido com base na simples observação das características físicas das mesmas, ou seja, rugosidade, abertura, enchimento, mais o estado de meteorização das suas paredes, recorrendo a tabelas fornecidas por diferentes autores de classificações de maciços rochosos, como são exemplo as de Barton, criada em 1973, remodelada em 2000, ou Rocha (1977). As referidas tabelas dão-nos valores do ângulo de atrito das descontinuidades com base em descrições simplificadas dos referidos parâmetros.

Dos parâmetros geométricos da BGD, aquele que parece não oferecer qualquer dúvida na sua determinação é a espessura das camadas. Quanto ao espaçamento entre fraturas, a sua medição torna-se muitas vezes difícil devido, entre outras razões, às irregularidades das paredes do maciço rochoso em observação.

A cartografia de uma galeria de prospeção deve permitir individualizar a estrutura do maciço, litologia (meteorização, cor), descontinuidades e estimar caudais percolados (Oliveira, 1990). Segundo o mesmo autor, a cartografia geológica do túnel é facilitada se forem colocadas marcas de distâncias à origem, estando a escala de trabalho dependente da quantidade de informação que se pretende investigar.

Com base na caracterização dos parâmetros geológico-geotécnicos e posterior ponderação adequada aos objetivos de estabilização propostos, surgiram diversas classificações geomecânicas que dão uma ideia aproximada da capacidade autoportante do maciço. Estas conseguiram incorporar a resistência e atenderam à influência da heterogeneidade e anisotropia dos maciços no seu comportamento mecânico face às solicitações. Todas as classificações indicam o tipo de escavação adequado, bem como os suportes primários e, por vezes, os definitivos, recomendados.

Para se utilizar a maioria das classificações geomecânicas, há que efetuar em primeiro lugar uma recolha exaustiva, ponto por ponto, dos parâmetros geológicos-geotécnicos como a orientação, abertura, rugosidade, espaçamento e enchimento das descontinuidades ao longo dos afloramentos rochosos expostos nas galerias. O método de recolha desses parâmetros deverá ser o da amostragem linear (Neto, 2007).

As classificações geomecânicas mais usadas, de que são exemplos a de Barton *et al.* de 1974, a de Bieniawski criada em 1973 e remodelada em 1993, baseiam-se em alguns elementos incluídos na **Figura 2.9**. Essas classificações indicam expeditamente a capacidade autoportante do maciço rochoso, pelos índices *Q* (*Rock Tunnelling Quality Index*) e *RMR* (*Rock Mass Rating*), respetivamente. Mais recentemente, o índice de resistência dos maciços rochosos *GSI* (*Geological Strength Index*), foi desenvolvido a fim de atribuir os dados necessários para o critério de "Hoek-Brown" (1995), o qual tem a vantagem de poder ser usado em *software* da especialidade. Preinl (2011) explica que o valor deste último índice, ao contrário dos anteriormente referidos, não classifica os maciços rochosos, permitindo apenas caracterizá-los.



### 3. PROSPEÇÃO E ENSAIOS

Para além das observações de campo, os estudos necessários para a compreensão do mecanismo de uma qualquer ocorrência de movimentos de terrenos englobam, para além dos ensaios laboratoriais em amostras, alguma prospeção complementar. No caso da presente dissertação, aquela constou de uma campanha de perfis de resistividade elétrica.

#### 3.1. INTRODUÇÃO

Uma campanha de prospeção geotécnica exige um adequado programa **Quadro 3.1**.

**Quadro 3.1- Métodos de estudo utilizados em terrenos para a análise das condições de estabilidade de taludes**

Prospeção <i>in situ</i>	Prospeção geofísica - sísmica	Determinação da estrutura e escavabilidade dos maciços
	Prospeção geofísica elétrica – sondagem elétrica vertical (“SEV”) e perfis de resistividade elétrica (PRE)	Geralmente, boa determinação das estruturas geológicas e permite uma adequada identificação de zonas de percolação
	Sondagens de furação à rotação	Aplicável a rochas e solos rijos; Amostradores de parede dupla (com ou sem fluidos de circulação) ou tripla
	Poços, valas, trincheiras, etc.	Amostragem expedita de boa qualidade a profundidade limitada, sendo muito difícil a execução de trabalhos abaixo do nível freático
Observação de lâminas delgadas	Análise petrográfica	Método direto de análise que permite determinar a percentagem de minerais presentes
Ensaio de caracterização física	Coeficiente de absorção de água	Índice de avaliação do estado de alteração
	Teor em água	Muito maior a sensibilidade às variações do teor em água nos solos, do que em rochas
	Massa volúmica e porosidade	Índices razoáveis das características mecânicas das rochas brandas
	Expansibilidade	Método útil para avaliar a importância da presença de minerais argilosos numa amostra
Ensaio de caracterização mecânica	Resistência à compressão uniaxial; módulo de deformabilidade	O ensaio mais utilizado em mecânica das rochas; Muito útil para comparar os diversos tipos de rochas
	Resistência à compressão triaxial	Ensaio muito útil, é o que melhor traduz os parâmetros de resistência do solo, em condições drenadas e não drenadas
		Caraterização do comportamento de arenitos brandos (o início da dilatação pode ser obtido medindo as pressões intersticiais)
	Deformabilidade e resistência à compressão uniaxial	O ensaio mais utilizado em mecânica das rochas; Muito útil para comparar os diversos tipos de rochas brandas
		Método fiável; Deve ser escolhido um dispositivo de medida que permita medir todas as deformações, inclusive as deformações pós-ruptura
	Corte direto	Muito utilizado na determinação dos parâmetros de resistência ao corte pois requer equipamento simples e é de operação fácil. Contudo em solos, a presença de pressões intersticiais não é controlada

Neste, devem-se obter dados sobre as formações, possança, atitudes, referentes ao maciço em estudo.

No laboratório, realizam-se alguns ensaios conducentes à determinação de parâmetros de resistência. No caso de obras subterrâneas, por exemplo, a prospeção é utilizada para o dimensionamento do suporte provisório ou do definitivo, e também para a manutenção da obra, permitindo um zonamento geotécnico otimizado, nomeadamente nos emboquilhamentos (Oliveira, 1990).

### 3.2. AMOSTRAGEM

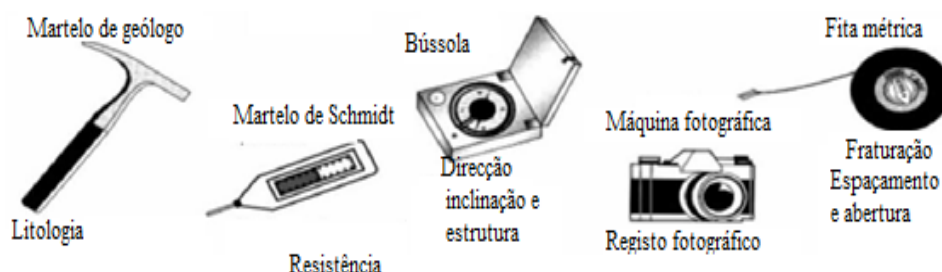
As amostras provenientes de taludes naturais podem ser obtidas a partir de valas, poços ou uma superfície exposta considerada adequada. Tratando-se de solos, deve-se remover a cobertura vegetal aflorante para então se proceder à recolha de amostras. Em rochas, executa-se por ação mecânica de picareta, serra ou martelo, devendo-se recolher amostras com as dimensões adequadas para se conseguir obter os tarolos em laboratório. Num e noutro caso, as amostras devem ser protegidas de forma a não perder o teor em água natural.

O reconhecimento geológico de superfície ajuda a escolher as amostras consideradas representativas da área estudada, assim como os seus locais da amostragem.

### 3.3. AMOSTRAGEM LINEAR

Como foi atrás referido, em medições de parâmetros geométricos como o espaçamento entre fraturas, as irregularidades da parede em estudo, seja uma frente escarpada, seja um hasteal de galeria de prospeção, dificultam a adoção de uma metodologia rigorosa de leituras de distâncias e outras observações. Para ultrapassar este problema recorre-se ao método de amostragem linear. Este aplica-se tanto em afloramentos como em estruturas subterrâneas, taludes, entre outros (Vallejo *et al.*, 2002).

O procedimento empregue resume-se à marcação de um alinhamento ao longo de uma frente rochosa, por meio de uma fita métrica (**Figura 3.1**), esforçando-se o operador em não desviar a sua atenção dos elementos estruturais intersetados onde irá realizar medições de espaçamento entre descontinuidades, atitudes e características físicas das mesmas, espessura das camadas, dureza por resalto, entre outras (**Figura 3.2**).



**Figura 3.1-** Equipamento utilizado na amostragem linear (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

Segundo Carvalho *et al.*, (2004), não sendo possível cartografar o maciço rochoso na sua totalidade, deve-se fazê-lo parcialmente no afloramento possível e, pontualmente, em zonas singulares do maciço, localizando-as e anotando as possanças, zonas de meteorização, geometria das unidades geológicas e de elementos estruturais, aspetos hidrogeológicos, etc. Devem-se fotografar todos os aspetos considerados relevantes e efetuar esboços apropriados (Oliveira, 1990),

para então se efetuar o zonamento da frente de maciço estudado e uma memória descritiva geológica e geotécnica.



**Figura 3.2- Método da amostragem linear (adaptado de Brady & Brown, 2004 in Neto, 2007)**

Neto (2007) apresenta no **Quadro 3.2** uma ficha tipo com os itens acima referidos para descrição das descontinuidades que compartmentam o maciço.

**Quadro 3.2- Boletim proposto por Neto (2007) adotado para a descrição das características das descontinuidades do túnel**

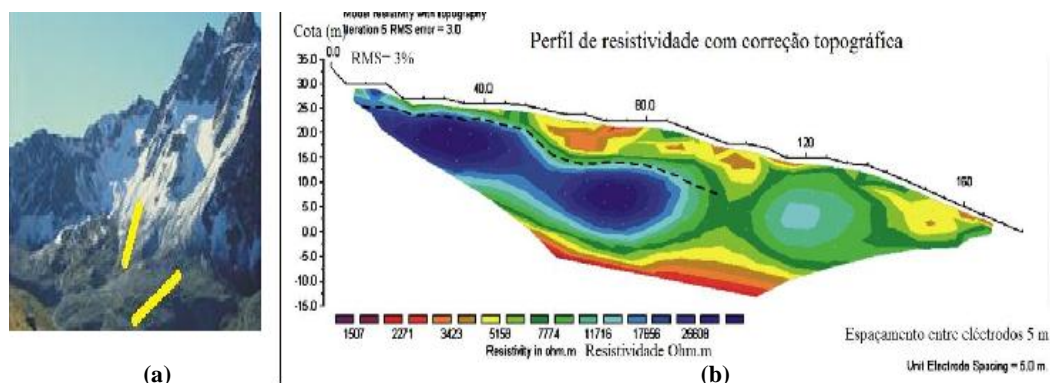
Levantamento Geomecânico						
Orientação: a) do perfil _____ b) da linha de "scan"						
Coordenadas do ponto de origem da fita						
Nº _____ Data: _____ Responsável: _____						
Descontinuidade n.º (número)	Distância à origem (m)	Litologia	Meteorização		Atitude	Esquema
			Tipo	Classificação		
Tipo de descontinuidade	Espaçamento (F) (cm)	Abertura	Comprimento (L)	Terminação (T)	Tipo de cunha	
					Favorável	Não favorável
Curvatura (C)	Rugosidade (R)		Enchimento	Presença de água	Observações	

## 3.4. PROSPECÇÃO GEOELÉTRICA

### 3.4.1. INTRODUÇÃO

O objetivo de uma prospecção geoeletrica é, para além de estimar de modo indireto a qualidade dos maciços, detetar a presença de descontinuidades, cavidades ou bolsas de água. Na detecção de túneis e outras cavidades cársticas, sempre complicada e no limite da detecção, recorre-se à prospecção geofísica elétrica, normalmente associada com outro método, estando alguma bibliografia da especialidade em Gandolfo (2007). Este método permite efetuar investigação de enormes volumes de maciço de uma forma não invasiva, rápida e pouco dispendiosa, embora com alguma incerteza associada. É um dos métodos de prospecção com maior gama de utilizações, tais como, hidrogeológicos, de contaminações, condições de estabilidade de taludes (**Figura 3.3**),

engenharia civil, arqueologia, petróleo e outros georrecursos entre outras atividades, tendo sempre em conta os cuidados de segurança que se encontram no Anexo I (3A).



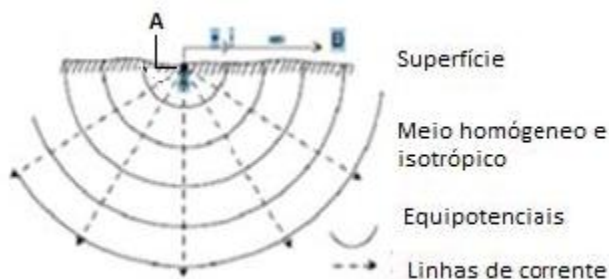
**Figura 3.3- (a) Movimento de terreno (adaptado de Kneisel, 2006); (b) Tipo de configuração D-D de 5 metros de espaçamento, onde se tentou identificar a superfície de rutura do terreno**

Para se encontrar o método geofísico mais adequado para um qualquer caso de estudo, deve-se ter em conta a heterogeneidade geológica e o contraste expetável em termos da gama da diferença de magnitudes. Esta última na gravimetria é 2, pela velocidade das ondas sísmicas é muito superior e na resistividade encontra-se a maior gama, devido ao grande alcance da resistividade característica dos minerais e rochas (Loke, 1999 in Oliveira, 2009).

Aos métodos de prospeção geofísica indiretos usam-se muitas vezes associados métodos diretos pontuais destrutivos. Os dois métodos complementam-se sendo o indireto normalmente aferido pelo direto. Muitas vezes executam-se sondagens ou consultam-se as já existentes. Este género de estudo combinado reduz bastante os custos e apresenta um grau de confiança elevado (Oliveira, 2009).

O objetivo numa prospeção geofísica é interpretar o perfil invertido, o único com ligação à geologia propriamente dita.

A corrente elétrica propaga-se retilineamente a partir de uma fonte radialmente (**Figura 3.4**) tendo as equipotenciais essa forma preferencial, se o meio for isótropo e homogêneo.



**Figura 3.4- Fonte em A e caminho preferencial da corrente elétrica e respetivas linhas equipotenciais, na condição do meio ser homogêneo e isótropo (adaptado de Gandolfo, 2007)**

Dentro dos métodos de prospeção elétrica, distinguem-se as sondagens geoeletricas feitas em furos, e os perfis de resistividade feitos à superfície do terreno.

Os métodos elétricos utilizados em túneis permitem a obtenção do nível freático assim como distinção entre as diferentes formações e respetivas possanças.

Num planeamento de pesquisa deve-se:

- 1 - Definir a melhor estratégia de colecionar os dados.
- 2 - Saber o intervalo das resistividades da área de estudo geológico-geotécnico, os alvos a identificar (túnel, por exemplo), os alvos de calibração já existentes, respetivo tamanho, profundidade estimada (80 m por exemplo), entre outras.
- 3 - Encontrar a melhor maneira de definir os parâmetros, quantitativa e qualitativamente.
- 4 - Encontrar as melhores opções para configurar o processo de inversão (Iris Instruments, 2003)

Obtém-se do modelo de resistividade aparente inicial, um novo modelo que em função desta, do dispositivo geoeletrico e de alguns parâmetros obtidos por prospeção, se designa por modelo de resistividade calculada.

Para a identificação de heterogeneidades geológicas, partindo do princípio que poucos serão os casos de prospeção em terreno homogéneo, os elétrodos que compõem o dispositivo geoeletrico modificam o valor da resistividade, designando-se o novo parâmetro de resistividade calculada. A expressão para a resistividade aparente é a seguinte:

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} K \quad (3.1)$$

onde:

- $\rho_a$  – Resistividade aparente ( $\Omega.m$ );
- $\Delta V$  – Diferença de potencial (V);
- $I$  – Intensidade de corrente (A);
- $K$  – Fator geométrico próprio de cada dispositivo geoeletrico (m);

A problemática da anisotropia deve-se à forma dos elementos constituintes do terreno, que poderão ter direções preferenciais decorrentes do seu processo de formação, revelando assim diferentes resistividades consoante as direções, que se expressam pelo coeficiente anisotrópico, cuja expressão analítica é a seguinte:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\rho_n}{\rho_t}} \quad (3.2)$$

onde:

- $\lambda$  – Coeficiente de anisotropia;
- $\rho_n$  – Resistividade máxima medida em direções perpendiculares ( $\Omega.m$ );
- $\rho_t$  – Resistividade mínima medida em direções perpendiculares ( $\Omega.m$ );

O resultado da comparação entre o modelo da resistividade aparente e o modelo de resistividade calculada, traduz-se na criação de um novo modelo, este sim, passível de ser interpretado com base na geologia, que se designa por modelo invertido. Com a criação deste último modelo surge associado um índice de qualidade, o RMS (erro quadrático médio).

A profundidade de penetração da corrente aumenta com a separação dos elétrodos de corrente. Varia também com o teor em água do terreno e a sua concentração em sais condutores.

O número de medições em projeto, é estimado com base no tempo de pesquisa disponível, capacidades do resistivímetro, e as opções disponíveis pelo *software* (Iris Instruments, 2003).

O número de elétrodos e sua interação automática, o seu espaçamento, o facto de os resistivímetros poderem aceitar sequências programadas, da alteração da voltagem máxima debitada e o número de canais utilizados, todos estes fatores, afetam o número de leituras e a profundidade máxima possível de investigação. Recentemente foi introduzida a interface 3D

(tridimensional) no monitor, dando a sensação de ser o 3D o futuro nas investigações de geofísica. Tal permite apurar melhor o comportamento geológico-geotécnico do bloco diagrama criado do terreno (Iris Instruments, 2003).

Existe no mercado *software* plataforma Windows 32-bit (2D) que executa a inversão da resistividade aparente e da polarização induzida medidas pelo resistivímetro. Estes programas permitem a visualização de seções do solo por forma a se poder interpretar a sua geologia (Geotomo Software, 2010).

São diversas as capacidades neste tipo de *software* de especialidade (Geotomo Software, 2010), a saber:

- Inversão da resistividade aparente e da polarização induzida.
- Tomografia de resistividade elétrica ou sondagens geoeletricas (“ERT”).
- Investigação geológica-geotécnica e topográfica subaquática.
- Correção topográfica terrestre e subaquática.
- Modelação por elementos ou diferenças finitas.
- Opções de dimensionamento das condições de fronteira dos modelos.
- Opção de diferentes algoritmos de inversão como os Quadrados Mínimos, a Inversão robusta ou os modelos de suavização.
- Método de Gauss-Newton e o quasi-Newton.
- Atribuição de um erro em percentagem de RMS.

O método necessita de, pelo menos, um engenheiro geólogo com experiência que, finalizada a prospeção e ainda *in situ*, consiga efetuar uma análise rápida dos ficheiros, pois os erros técnicos surgem com naturalidade, e ainda de dois técnicos auxiliares (Oliveira, 2009).

O parâmetro que mais interfere na obtenção dos dados, afetando assim a qualidade destes, é sem dúvida o ruído. Entende-se por ruído, as interferências do terreno, estas podem ser naturais, devido ao movimento da água do mar ou estruturas introduzidas em profundidade pelo homem, como tubos metálicos, pregagens, ancoragens, entre outros. A sequência criada no resistivímetro deve assim ser dimensionada com base neste parâmetro, que pode ser estimado para a zona em questão, com base na bibliografia da especialidade (Geotomo Software, 2010).

As condições necessárias para a realização de um adequado processo de inversão são as seguintes (Geotomo Software, 2010):

- 1) Um modelo de resistividade inicial, que pode ser construído com base na resistividade média aparente, na distribuição da resistividade aparente ou por livre e espontâneo conhecimento do utilizador da resistividade da área em estudo, como por exemplo através de sondagens. Assim, pela interação através do *software*, ele vai retirar uma constante e vai incorporá-la no novo perfil, por forma a assemelharem-se o mais possível.
- 2) Uma pesquisa virtual é realizada por um conjunto de dados previstos, em relação ao modelo inicial. A (RMS), nas diferentes iterações, pode ser calculada.
- 3) Resolver o problema linear inverso com base no modelo atual, procedimento onde se ajusta os dados, e atualiza-se o modelo.
- 4) Atualizar o modelo de resistividade através de um processo iterativo.

- 5) Executar uma modelação (levantamento virtual) com base no modelo atualizado para um conjunto de dados previsto.
- 6) Calcular um erro RMS novo entre os dados previstos e os dados medidos.
- 7) Se qualquer um dos critérios de paragem da inversão é satisfeito, esta finda. Caso contrário, repetem-se os passos (3) a (7).

### 3.4.2. PRINCIPAIS CONFIGURAÇÕES GEOELÉTRICAS

Cada configuração é utilizada para a identificação de estruturas geológicas distintas. As configurações mais desenvolvidas, devido à localização dos elétrodos e à facilidade da sua interpretação, são a D-D, Wenner, Schlumberger e a polo-polo.

Relativamente ao dispositivo D-D, podem-se tecer as seguintes considerações. É a configuração mais utilizada por excelência, pela facilidade de manuseio *in situ* e para a confirmação de anomalias como estruturas verticais (cavidades, filões e diques) que sabemos *a priori* que existem em determinado local. É utilizada até à condição limite das medições dos elétrodos de potencial, coincidirem com o ruído do local. Nesta configuração, para um espaçamento de 5 m, em que a constante G (fator geométrico), recomendado para cada nível encontra-se no Anexo I (3B). É uma configuração fortemente influenciada pela topografia, pelo que necessita quase sempre da correção topográfica. A outra desvantagem é a pequena razão de sinal/ruído (Gandolfo, 2007). A confiança deste método assenta na boa recolha da informação sob os dipolos de potencial e corrente, isto pese a qualidade inferior na parte central da configuração (Oliveira, 2009). A profundidade média atingida é a menor de todos os métodos. A distância (D) entre os elétrodos de corrente é idêntica à dos elétrodos de potencial, sendo afetada pelos diversos níveis (n) (Figura 3.5) identificados (Oliveira, 2009).

Caso geral:

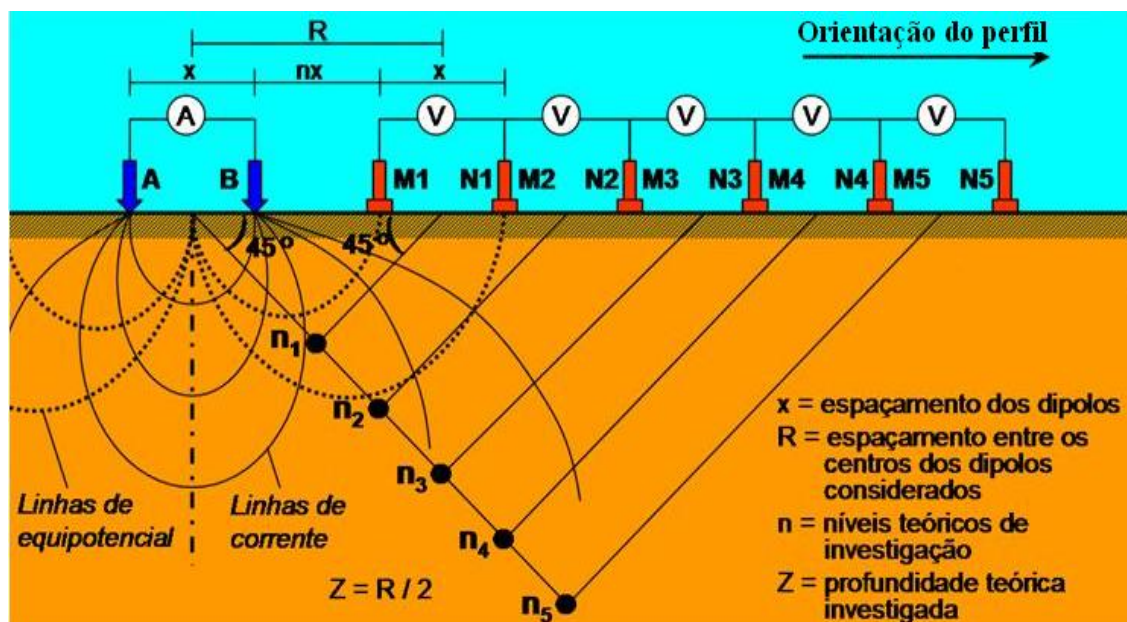


Figura 3.5- Configuração D-D (adaptado de Gandolfo, 2007)

A expressão da resistividade aparente é a seguinte:

$$\rho_a = (\pi a n(n+1)(n+2)) \frac{\Delta V}{I} \quad (3.3)$$

onde:

- $a$  – Espaçamento entre os elétrodos de corrente A e B e de potencial M e N (m);
- $n$  – fator de distância entre os dipolos de corrente e os de potencial;

A força do sinal é a mais baixa de todas as disposições. O ruído de fundo previsto deve ser o mais baixo possível, para minimizar interferências. Deve estabelecer-se um bom contacto dos elétrodos com o solo (Loke, 1999 *in* Iris Instruments, 2003).

O segundo dispositivo geoelectrico muito utilizado é o de Wenner, sobre este pode-se tecer a seguinte breve análise. É a configuração aconselhada para a detecção de estruturas geológicas com geometria horizontal e com menores interferências superficiais do que no caso da configuração D-D. Aproveita-se melhor a grande força de sinal, especialmente quando o ruído de fundo expetável é grande. Não é aconselhável para estruturas estreitas e verticais (Gandolfo, 2007). Comparando com outras configurações, os elétrodos de potencial localizam-se entre os de corrente e o espaçamento entre todos é constante, tendo por isso a maior força de sinal, recomendando-se a investigação para profundidades médias. Este facto é tão mais importante quanto maior o ruído de fundo (Loke, 1999 *in* Iris Instruments, 2003). Subdivide-se nas configurações alfa, beta e gama (**Figura 3.6**).

A expressão da resistividade aparente é a seguinte:

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} (2\pi a) \quad (3.4)$$

A terceira configuração geoelectrica que vai ser seguidamente alvo de um breve resumo das suas vantagens de utilização e limitações é a de Schlumberger.

Esta é o meio-termo e usa-se quando não existem pistas sobre o que se anda à procura em termos de sensibilidade. É um bom compromisso entre a configuração de D-D e de Wenner. Em relação a esta última, aumenta em 10% a profundidade atingida, pois, embora os elétrodos de potencial permaneçam entre os de corrente, não existe equidistância. É superior a sua área de influência lateral, em condições técnicas equivalentes. Apesar da profundidade atingida ser maior que na configuração de Wenner, a força de sinal é inferior (Oliveira, 2009).

A expressão da resistividade aparente é a seguinte:

$$\rho_a = \frac{\Delta V}{I} \frac{\pi L^2}{2L} \quad (3.5)$$

onde:

- $2L$  – Distância entre os elétrodos de potencial M e N (m);
- $L$  – Distância entre os elétrodos de corrente A e B (m).

Muitas vezes são criadas configurações cuja configuração é um misto das já apresentadas, para tal, muito contribui o objetivo último a analisar e as suas características. Um desses exemplos é o dispositivo W-S. Esta configuração, é usada na detecção de estruturas verticais (cavidades, filões, diques, etc.). A confiança deste método assenta na boa recolha da informação sob os dipolos de potencial e corrente, apesar da qualidade inferior na parte central da configuração (Oliveira, 2009).

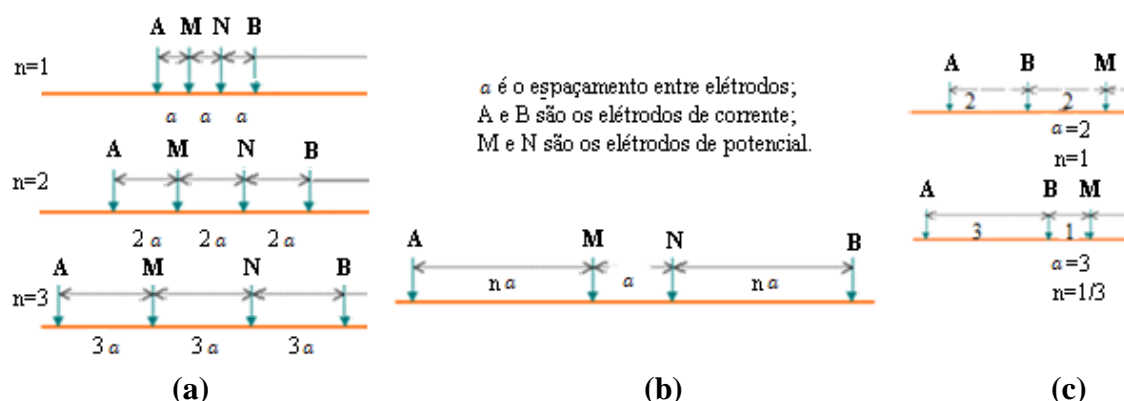
Um breve resumo da aplicabilidade das melhores configurações em cada estrutura geológica encontra-se no **Quadro 3.3**, “A” significa que é a melhor configuração, “C” a menos aconselhável e “B” a intermédia.



**Quadro 3.3- Aplicabilidade de cada configuração geolétrica (adaptado de Oliveira, 2009)**

Identificação/ Configuração	Estruturas Horizontais	Estruturas Subverticais	Profundidade de investigação	Resposta do sinal	Cobertura horizontal
Wenner	A	C	B	A	C
Schlumberger	B	B		B	B
D-D	C	A		C	A

Na **Figura 3.6** encontram-se os esquemas, referentes às diferentes configurações em cima citadas, com espaçamento secundário (2a) e terciário (3a), utilizados quando se quer aumentar a resolução, para melhor se identificar uma estrutura determinada profundidade.



**Figura 3.6- (a) Sequência de configuração Wenner; (b) Configuração de W-S; (c) Configuração D-D.**  
Nesta última, com o espaçamento secundário (em cima) e terciário (em baixo) com  $a=1$ ;  $D=2$  e  $n=1$   
(adaptado de Iris Instruments, 2003)

### 3.4.3. CORREÇÕES

Segundo (Jackson, 2001 *in* Gandolfo, 2007), não faz sentido, interpretar dados “imprecisos; insuficientes e inconsistentes”.

Metodologia numa análise geolétrica:

- 1) Executa-se uma consulta bibliográfica em gabinete das características geotécnicas da área em estudo.
- 2) Ajustam-se esses parâmetros no *software* Electre 2 ou num similar, ainda em gabinete, criando assim a sequência que vai ser incorporada no resistivímetro.
- 3) Executa-se a prospeção e no fim desta e ainda no campo, realiza-se uma pré-análise dos dados obtidos. Se estes forem insatisfatórios encontra-se o erro e repete-se a prospeção até ser realizada com êxito. Para essa análise recorre-se a *softwares* como o Prosys 2, Earthimager ou o Res2dinv.
- 4) Em gabinete interpretam-se as SEV (unidimensionais), os PRE (bidimensionais) ou os blocos diagramas (tridimensionais).

Os dois últimos programas mencionados calculam o processo de inversão recorrendo a

métodos iterativos como o dos Mínimos Quadrados, que melhoram o modelo inicial de inversão até que seja mínima a diferença, entre os valores de resistividade medida no campo ou “aparente” e os valores de resistividade “verdadeira” ou calculada (no pressuposto de se tratar de um meio homogêneo e isótropo) (Oliveira, 2009). Se possível, este processo deve permitir a obtenção de uma solução única (Gandolfo, 2007). A matriz de cálculo utilizada no processo de inversão é a seguinte:

$$(JTJ + \mu F)d = JTg - \mu Fr \quad (3.6)$$

onde:

- $F$  – Matriz filtro;
- $^T$  – Transposta de uma matriz
- $J$  – Matriz das derivadas parciais;
- $r$  – Vetor com o logaritmo dos valores de resistividade;
- $\mu$  – Fator de amortecimento;
- $d$  – Vetor de perturbação do modelo;
- $g$  – Vetor de erro ou discrepância.

O fator de amortecimento é dos parâmetros mais importantes no controle da inversão. A análise de cada valor, ou opção de cada um dos parâmetros utilizados para este processo, foi alvo de intensa análise.

Esta técnica pode ser usada por qualquer configuração convencional na terra e na água, usando no processo da inversão, um método, por exemplo o dos Quadrados Perfeitos, que pode demorar dias ou semanas a processar.

Na interpretação de uma inversão é comum surgirem as seguintes dificuldades:

- 1) Alguns dados medidos apresentam um ruído alto.
- 2) Não se consegue obter um modelo, ou obtém-se mais do que um.

No processo de inversão existem diversas opções de que se destacam o método de modelação, a equação da matriz, a condição de contorno, a visualização gráfica da discretização geométrica da malha (entre dois elétrodos, devem existir dois a oito blocos (Oliveira, 2009), entre outras.

### 3.4.3.1. RMS NO SOFTWARE DE INVERSÃO (Res2dinv)

Um excelente RMS, baixo, de um modelo com variações resistividades irreais, é um mau modelo (Gandolfo, 2007).

O RMS é o parâmetro da diferença em percentagem entre o modelo da resistividade aparente e o modelo da resistividade calculada.

$$RMS = \sqrt{\sum_{i=1}^N \frac{(d_i^{Pred} - d_i^{Meas})^2}{d_i^{Meas}}} \times 100\% \quad (3.7)$$

onde:

- $RMS$  – Erro quadrático médio (%);
- $d_i^{Pred}$  – Dados previstos;
- $d_i^{Meas}$  – Dados medidos;
- $N$  – Número total de medições.

Devem-se ter em conta as seguintes considerações e parâmetros utilizados, para uma adequada interpretação, de um RMS no processo de inversão: (Geotomo *Software*, 2010) & (Iris Instruments, 2003)

1. O principal objetivo da inversão é reduzir o desajuste entre a resistividade medida *in situ* e a calculada. Erros de medição admissíveis oscilam entre 1% a 5%. A percentagem do erro máximo RMS deve ser igual ou superior à percentagem de ruído estimado *in situ*, por defeito pode-se considerar um valor de 3%.
2. O erro RMS depende da quantidade e da “qualidade” das leituras, nomeadamente do seu erro associado. Da “qualidade” porque uma única leitura de dados errada pode levar a um erro RMS descomunal. Por exemplo, temos um conjunto de dados de 100 medições ( $N = 100$ ). Num caso extremo, a voltagem medida numa dessas leituras é 1mV, mas a voltagem prevista é 1V. Se tivermos um ajuste perfeito (sem erros) a todos os outros 99 pontos de dados, o erro RMS seria 99% devido unicamente a uma única leitura errada.
3. Deve-se adotar um valor de 5% de redução do RMS em cada iteração.
4. Causas de um RMS alto:
  - 1) O ruído nos dados de entrada. Quando depois da inversão o erro RMS não converge numa iteração para menos de 5%, sem qualquer suavização ou sem a opção “remover pontos anómalos automaticamente” ligada, considera-se que o conjunto de dados apresenta algum ruído.
  - 2) Erro de modelação numérica.
  - 3) Incapacidade de modelar objetos a 3D com um programa de modelação 2D.
  - 4) Pobres escolhas de valores dos parâmetros de inversão.

### **3.4.3.2. INTERPRETAÇÃO E CUIDADOS A TER NA SEQUÊNCIA REGISTADA PELO RESISTIVÍMETRO**

Existem opções que avaliam se a resistividade da leitura é elevada ou baixa para a média das leituras recolhidas naquela profundidade e apagam automaticamente essas leituras pontuais. Outra correção para a validação das leituras é a comparação dos sinais entre a resistividade aparente e a resistividade verdadeira. Esta análise é realizada tanto em sondagens geoeletricas como nos perfis. No entanto, nas primeiras, o ruído é por norma superior, o que torna a redução do RMS mais difícil.

Pode-se decompor o resultado de cada leitura em informações parcelares para se conseguir apurar um possível erro. Analisam-se os erros mais previsíveis como os referentes à  $i$  (corrente injetada), às repetições de erros, à voltagem medida e ao fator geométrico.

Na prospeção, em geral, os resistivímetros após a injeção de corrente quantificam o grau de contacto através da resistência, antes e durante a aquisição dos dados (Oliveira, 2009). O cálculo da resistência é um primeiro indicador da qualidade dos dados obtidos. Um valor perto de 10.000 $\Omega$ , indicia um contacto fraco entre solo-eléctrodo. Abaixo de 5.000  $\Omega$  é aceitável, sendo o ideal abaixo de 2.000 $\Omega$ .

Recomenda-se a execução da simulação da qualidade da passagem de corrente do eléctrodo para o solo, “RS-check”, antes do início da prospeção propriamente dita, para despiste em tempo útil dos fracos contactos que levem às medidas de correção sugeridas anteriormente (Iris Instruments, 2003).

Uma leitura pode-se considerar ruidosa quando apresenta:

- Uma voltagem insuficiente.
- Um erro repetido elevado.
- Uma resistividade aparente negativa

Existem duas maneiras de se executar o processo de inversão. Na primeira, esta ocorre com os valores de referência provenientes no *software*, eliminando este os *outliers* por ele considerados. Numa segunda maneira, o utilizador pode chamar a si a responsabilidade dessa seleção das leituras. De qualquer das maneiras, em baixo encontram-se o intervalo dos valores mais aceitáveis para cada parâmetro, que foram recolhidos pela bibliografia da especialidade, e que devem ser adaptados para o caso de estudo.

Devem ser desconsideradas as leituras obtidas pelo resistivímetro quando (Iris Instruments, 2003) & (AGI, 2008):

1. Ao nível dos eléctrodos, um destes apresente um conjunto de leituras erróneas superior a metade do número de leituras totais.
2. Ao nível das medições, existam valores de resistividade anómalos, devido a:
  - a. Voltagem baixa
    - i. A voltagem medida mostra a força do sinal real tendo a corrente injetada que garantir a força de sinal suficiente. Se a voltagem de injeção é inferior a 20mA, os dados tornam-se “instáveis”. Medições com baixa força de sinal confundem-se com o ruído e vão provocar grandes dificuldades de compatibilização aquando da criação do modelo de inversão. Um valor conservativo para a resistividade é  $20\Omega.m$ , e para a corrente de injeção 100mA.  $1.0 \times 10^{-4}\Omega.m$  é um valor seguro e  $2 \times 10^{-4}\Omega.m$  a  $5 \times 10^{-4}\Omega.m$  é um intervalo recomendado. Uma voltagem medida baixa provoca fatores geométricos altos. Qualquer sinal inferior a 1mV é geralmente muito pequeno para medir com precisão e leva à remoção de mais de 50 % das leituras.
  - b. Fator geométrico discordante:
    - i. Está relacionado com a voltagem medida porque essas duas variáveis só podem ser ambas positivas ou ambas negativas.
  - c. Erro máximo de repetição, no processo de empilhamento entre leituras, quando:
    - i. Um erro de repetição é geralmente inferior a 1%, se é maior que 3% considera-se que o respetivo eléctrodo não tem o contacto suficiente com o solo.
    - ii. Ocorre a duplicação dos comandos de medição no ficheiro original.
  - d. Erros numéricos
    - i. Leituras que apresentem grandes erros numéricos são difíceis de encaixar aquando da inversão, produzindo artefactos no modelo de resistividades, pelo que se aconselha fazer-se a inversão sem essas leituras.
    - ii. Resistividades aparentes negativas. Um problema comum neste tipo de programas é a qualidade dos dados de entrada. Não existem resistividades

aparentes negativas ou nulas. Recomendam-se valores entre 0,1 e 1 como os menores para a resistividade aparente admissíveis na inversão. Um valor seguro é  $1,0 \times 10^{-5}$ .

O erro recíproco máximo é geralmente maior do que o máximo erro de medições repetidas, por causa da polarização do eletrodo, do ruído do meio, do potencial natural e das correntes telúricas (Oliveira, 2009).

### 3.4.4. INTERPRETAÇÃO AUXILIAR DOS PERFIS DE RESISTIVIDADE

A condutividade  $((\Omega.m)^{-1})$  de um material não é mais do que o inverso da resistividade elétrica, ou seja, é a aptidão para aquele se deixar atravessar pela corrente elétrica. A resistividade é a resistência de um material quando “um ampere é aplicado num metro de comprimento de um material de área unitária, sob PTN (condições normais de temperatura e pressão).

Encontram-se valores para alguns elementos, minerais e rochas mais comuns no **Quadro 3.4** (Oliveira, 2009).

O valor mínimo das resistividades características das águas fluviais pouco mineralizadas, localizam-se nos  $20\Omega.m$ , situando-se as águas subterrâneas, no intervalo de  $0,01\Omega.m$  a  $10\Omega.m$  (Almeida *et al.*, 2000).

A influência do clima entre a época seca e pluviosa, faz variar as resistividades nos resultados obtidos (Oliveira, 2009), **Quadro 3.4**.

Os valores registados pelo resistivímetro são as da diferença de potencial entre os eletrodos.

$$V = V_M - V_N = \frac{\rho I}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{r_A} - \frac{1}{r_B} \right) - \left( \frac{1}{R_A} - \frac{1}{R_B} \right) \right] \quad (3.8)$$

$$\rho = \frac{2\pi \Delta V}{I \left[ \left( \frac{1}{r_A} - \frac{1}{r_B} \right) - \left( \frac{1}{R_A} - \frac{1}{R_B} \right) \right]} \quad (3.9)$$

onde:

$V$  – Potencial (V);  
 $\rho$  – Resistividade ( $\Omega.m$ );  
 $M, N$  – Eletrodos de potencial;  
 $A, B$  – Eletrodos de corrente;  
 $r_A$  – Distância entre M e A (m);  
 $r_B$  – Distância entre M e B (m);  
 $R_A$  – Distância entre N e A (m);  
 $R_B$  – Distância entre N e B (m);

As rochas sedimentares muito fraturadas e alteradas têm resistividades pequenas (Gandolfo, 2007).

Os fatores que condicionam a resistividade nos terrenos são: teor em água, quantidade de eletrólitos dissolvidos na água, ação da temperatura, presença de coloides e a composição mineralógica. A máxima resistividade dos solos e rochas dificilmente atinge mais de  $10.000\Omega.m$ , pelo que esse é o valor limite recomendado para áreas muito resistivas (Oliveira, 2009).

Pelo facto da fase líquida contida num terreno ser melhor condutora que a fase sólida desse mesmo terreno, os valores de resistividade vão ser essencialmente influenciados pela maior ou menor presença de água ou soluções aquosas nos vazios.

Os valores de resistividade caraterísticos para as águas fluviais pouco mineralizadas é no mínimo 20Ω.m, as subterrâneas situam-se de 0,01Ω.m a 10Ω.m (Almeida *et al.*, 2000).

A influência do clima entre a época seca e pluviosa, faz variar as resistividades nos resultados obtidos.

**Quadro 3.4- Resistividade e condutividade de alguns elementos minerais e rochas (adaptado de Telford *et al.*, 1990; Aktarakçi, 2008) *in* (Oliveira, 2009) com alterações *in* (Gandolfo, 2007)**

Elemento/ mineral / Rocha	Resistividade (Ω.m)	Condutividade (mS/m)
Água doce (20°C)	80	12,5
Água do mar	0,2	5000
Água subterrânea	0,5 a 300	3,3 a 2000
Água superficial (doce)	10 a 100	
Ar	Infinita	
Arenito	100 a 5x10 <sup>3</sup>	
Argila (húmida e seca)	20 a 100	10 a 1000
Argilito	10 a 800	1,25 a 100
Calcário	50 a 10 <sup>7</sup>	1x10 <sup>-7</sup> a 20
Cobre	2x10 <sup>-8</sup>	5x10 <sup>4</sup>
Ferro	9x10 <sup>-8</sup>	1,1x10 <sup>4</sup>
Granito (húmido e seco)	4,5x10 <sup>3</sup> a 1,3x10 <sup>6</sup>	8x10 <sup>4</sup> a 0,22
Quartzito	10 a 2x10 <sup>8</sup>	5x10 <sup>-6</sup> a 100
Solo	1 a 10	100 a 1000
Xisto	20 a 10 <sup>4</sup>	0,1 a 50

Tal influência é explicada na denominada Lei de Archie, cuja expressão analítica é:

$$\rho = a\rho_0\phi^{-m}S^{-n} \quad (3.10)$$

onde:

$\rho_0$  – Resistividade da água intersticial;

$a$  – Coeficiente empírico específico de cada rocha, variando entre 0,5 e 2,5;

$\phi$  – Porosidade da rocha;

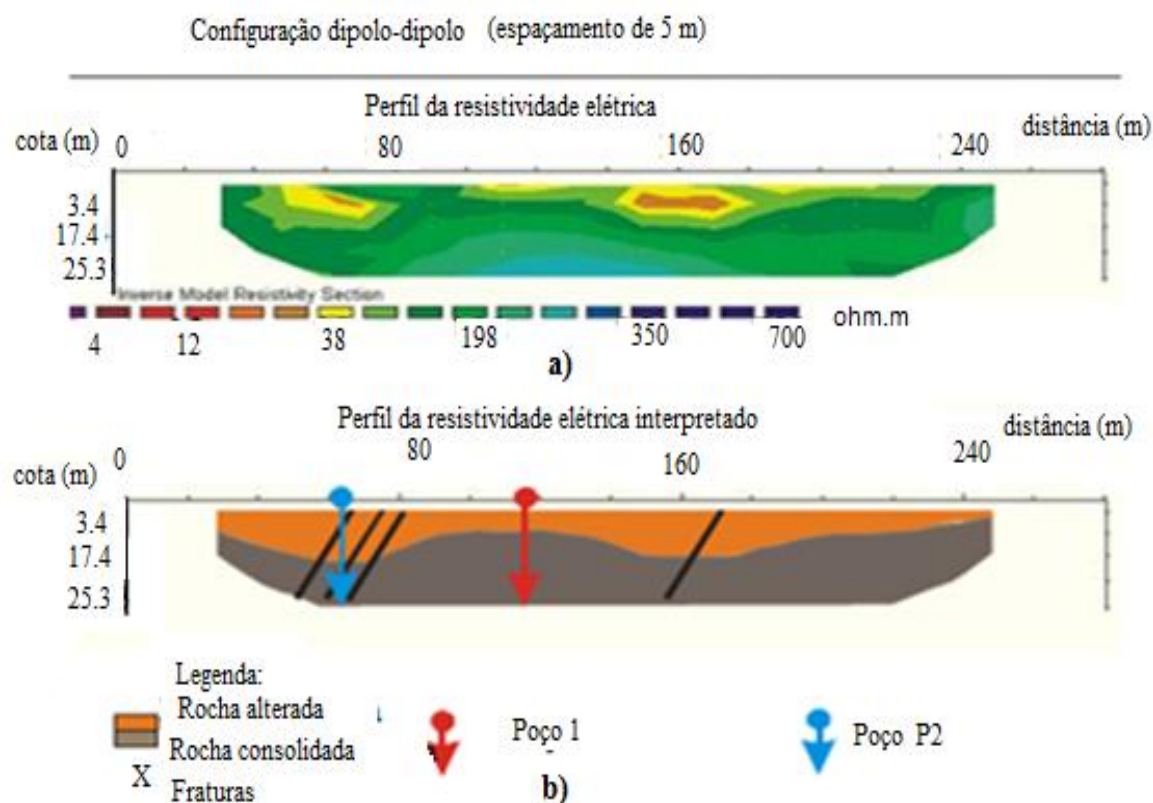
$S$  – Grau de saturação;

$m$  – coeficiente empírico específico de cada rocha depende do grau de compactação da rocha;

$n$  – coeficiente empírico específico de cada rocha e próximo de 2,0 para o caso em que mais de 30% dos poros se encontram preenchidos.

### 3.4.5. EXEMPLOS DE PERFIS DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA NA CARATERIZAÇÃO DE DIFERENTES SITUAÇÕES GEOTÉCNICAS

Apresentam-se seguidamente, quatro exemplos recentes de aplicação de perfis de resistividade elétrica, em estudos de investigação geotécnica. O primeiro exemplo (Figura 3.7) refere-se à utilização da configuração D-D de espaçamento 5 m. Em baixo do perfil de resistividade invertido, encontra-se uma possível interpretação, onde, a partir da variação de resistividades se identificou a superfície do firme e algumas descontinuidades (Xavier, 2004).

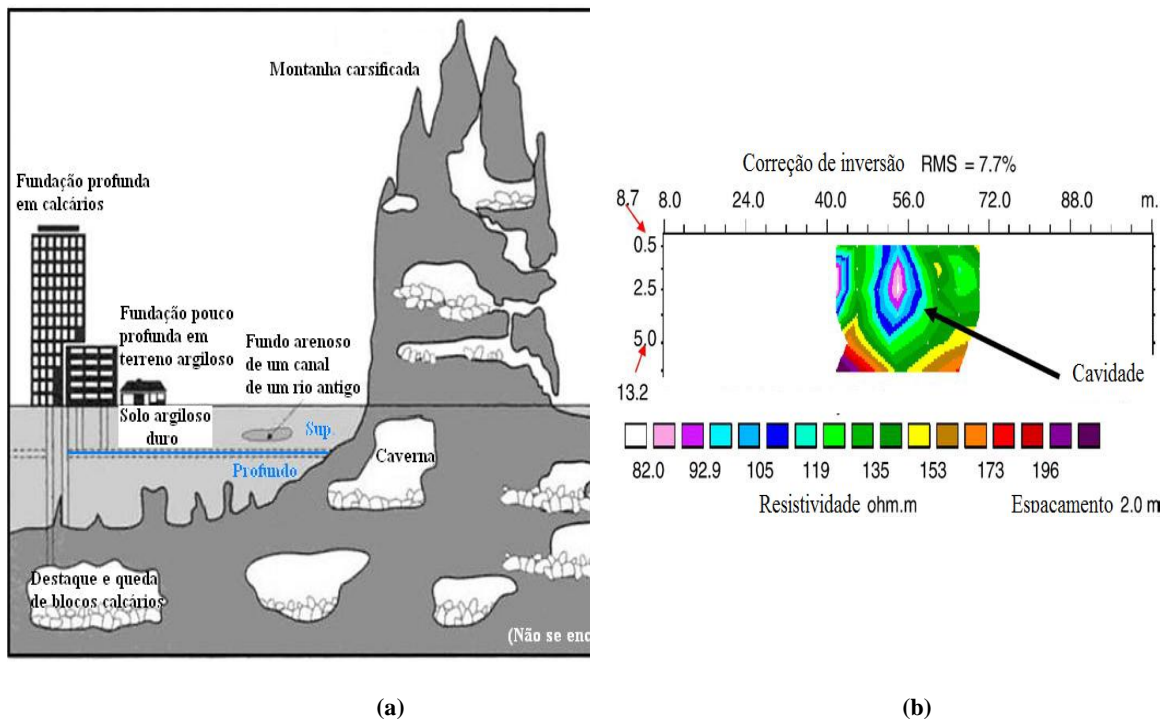


**Figura 3.7-** (a) Configuração D-D aplicada na deteção de camadas e descontinuidades associadas em movimentos de terrenos (adaptado de Xavier, 2004); (b) Perfil esquemático da interpretação geológica-geotécnica

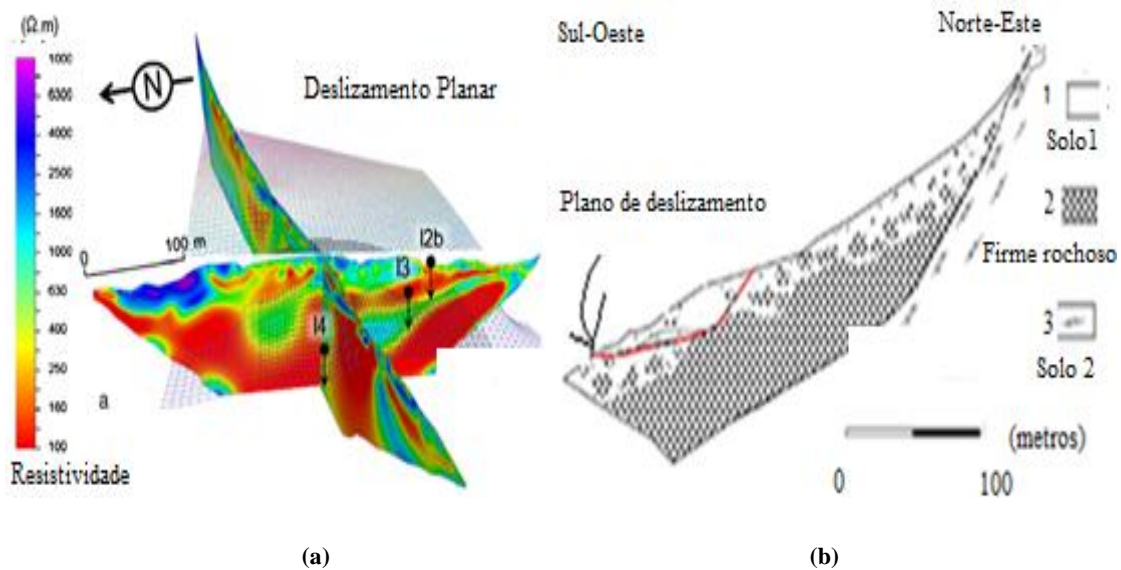
A deteção e caracterização geométrica de ocorrências de instabilidade estão exemplificadas na Figura 3.8 e na Figura 3.9.

Neste primeiro caso submeteram-se os valores registados pelo resistivímetro, ao tratamento do desvio padrão, tendo-se conseguido dados suficientes em quantidade e qualidade para 1% de desvio padrão “L1” (Zhu *et al.*, 2011). A identificação da geometria das cavidades cársticas foi realizada com o dispositivo geoelectrico Wenner.

No segundo caso, o cruzamento de dois perfis geoelectricos, permitiu zonar em profundidade o talude em estudo e identificar uma superfície de escorregamento. No segundo caso, aplicou-se esta técnica de prospeção para a interpretação de cavidades cársticas localizadas no Kentucky.



**Figura 3.8- (a) Maciço com cavidades cársticas (Kuala) (adaptado de Abu-Shariah, 2009); (b) Identificação de uma cavidade cárstica através de um perfil de resistividade invertido**



**Figura 3.9- (a) Perfil de resistividade elétrica usado na identificação de um deslizamento planar (adaptado de Grandjean *et al.*, 2011); (b) Identificação da superfície de rutura (em corte) num perfil geotécnico esquemático**

Em (Sastry *et al.*, 2006) encontra-se outro dos artigos mais recentes de aplicação geotécnica semelhante.



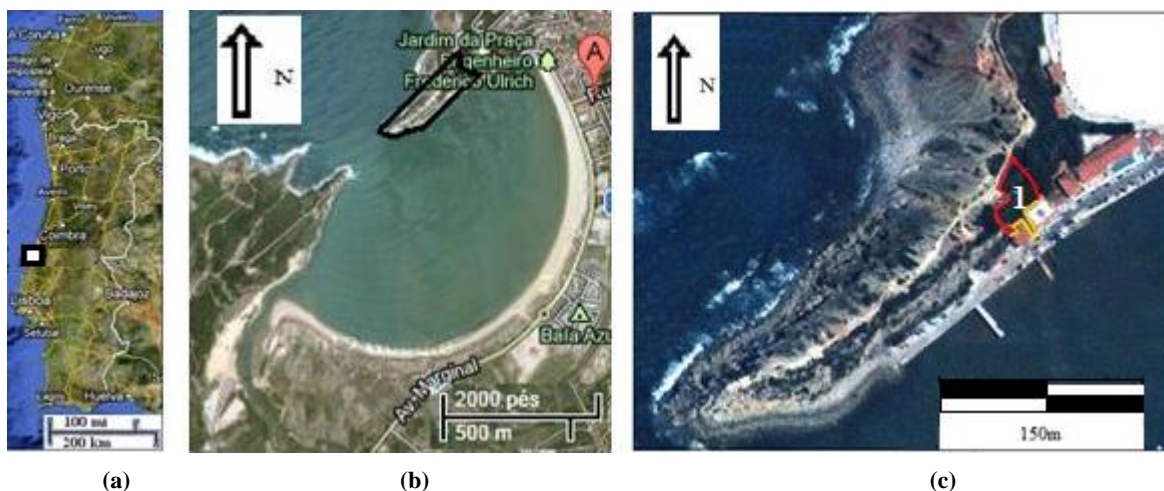
## 4. ESTUDO DE CASO - SÃO MARTINHO DO PORTO

O esporão nordeste onde se encontra o talude instabilizado é basicamente constituído por alternâncias de margas e calcários de idade jurássica atravessados por algumas falhas que terão ajudado a moldar a atual forma da concha de São Martinho. Para a definição do mecanismo do movimento de terreno e verificação da estabilidade do referido talude foram realizados ensaios laboratoriais sobre amostras de solos e rochas recolhidas no campo e executaram-se diversos perfis de resistividade elétrica. Os resultados destes últimos, após sofrerem diversas correções e tratamentos permitiram conjuntamente com os dados obtidos no túnel a conceção de um modelo estrutural do maciço rochoso instabilizado.

### 4.1. ENQUADRAMENTO

#### 4.1.1. LOCALIZAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Na presente dissertação, pretendeu-se determinar as condições de estabilidade de uma arriba do continente português, nomeadamente, pela identificação aprofundada dos mecanismos de terrenos ocorrentes num trecho de escarpa pertencente ao esporão mais a norte da “concha” de São Martinho (**Figura 4.1**), sobranceiro à edificação (o ISN IP e o restaurante contíguo) na zona portuária. Encontra-se também localizada a área instabilizada que se estende desde a traseira dos respetivos edifícios até ao topo da arriba, em maior pormenor na **Figura 4.2**. Para se conseguir investigar esta área com rigor, foi necessário analisar a maior parte de quase todo o esporão mais a nordeste na concha. Esta área mais geral estende-se desde a ponta desse esporão que alarga para nordeste, até ao contacto com a estrada Nacional 242/7, que delimita superiormente a referida área **Figura 4.1** c). A sudoeste desta arriba localiza-se o estreito entre esporões por onde o mar penetra na concha.



**Figura 4.1-** (a) Localização estudada; (b) Pormenor da “concha” de São Martinho do Porto; (c) Esporão que “fecha” a concha mais a nordeste: (1) Área instabilizada do talude interior (Googleearth, 2012)

Nessa área mais geral, delimitaram-se três áreas para análise. A área exterior (topo da arriba, e sua escarpa do lado do mar), interior (do lado interno da baía) e finalmente o túnel que une ambas.

“Túnel” é o termo usado pelos habitantes quando se referem à estrutura. No entanto, este foi utilizado para esta dissertação como se de uma galeria de prospeção se tratasse. Esta é totalmente escavada em maciço rochoso e portanto passível de ser analisada em termos geomecânicos, dela se obtendo os elementos necessários para caraterizar geológica e geotecnicamente todo o esporão rochoso e, posteriormente utilizar os dados recolhidos no estudo da área instabilizada (Figura 4.3).



Figura 4.2- Limite traseiro do ISN IP e do edifício contíguo que tem, entre outras estruturas, um restaurante, e o limite da área instabilizada



Figura 4.3- Em frente encontra-se o ISN IP, e à direita, a vista parcial do edifício adjacente que contém um restaurante

Na **Figura 4.4** observa-se em pormenor o muro de suporte do tardo do restaurante que dista cerca de três metros até ao edifício, muro esse o qual cortou o sopé do talude interior.



**Figura 4.4-** Topo do muro de suporte do tardo do restaurante (setas vermelhas). Observam-se os troncos de árvores inclinadas

#### **4.1.2. ASPETOS CLIMÁTICOS**

A ação exercida pelos diversos agentes climáticos é importante na alteração das condições de estabilidade dos taludes. Assim, o vento, a temperatura e a precipitação, atuando independentemente ou interligados, contribuem para a redução da resistência dos terrenos.

A agitação marinha apresenta, por regra, forte variação sazonal. No verão o regime de Nortada condiciona a ondulação, e no inverno, provoca temporais fortes e persistentes.

Como em todo o litoral ocidental a ondulação tem cerca de dois a seis metros de altura, este apresenta, em média, uma variação do nível entre a baixa-mar e a praia-mar da ordem de 3 m nas marés vivas e de 1 m nas marés mortas (Henriques, 2005).

A precipitação anual em Alfeizerão é de cerca de 820 mm nas Caldas da Rainha, sendo a temperatura média 15°C (Henriques, 2005).

Mais detalhadamente quanto à temperatura, o valor médio anual registado é de 15,3°C e 14,3°C nas duas estações meteorológicas mais próximas do local em estudo (Caldas da Rainha e Alcobaça), ainda que distem de São Martinho do Porto para o interior, perto de uma dezena de quilómetros. Nestas respetivamente, a temperatura média máxima é de 19,1°C e 19,8°C, e a temperatura média mínima de 1,1°C e 9,4°C (Henriques, 2005).

Relativamente ao vento, é frequente o vento do norte ou “nortada”.



### 4.1.3. GEOLOGIA

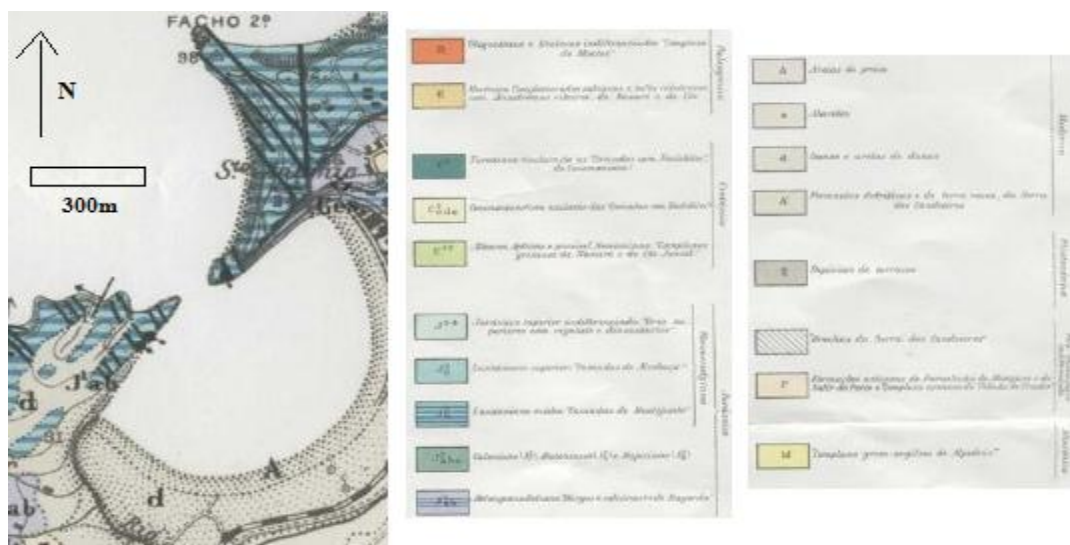
#### 4.1.3.1. GEOLOGIA E TECTÓNICA

São Martinho do Porto localiza-se na Bacia Lusitaniana, região constituída por terrenos mezozóicos, essencialmente jurássicos e cretácicos. A área em questão faz parte da carta geológica de Alcobaça (**Figura 4.5**).

Os esporões que delimitam a “concha” de São Martinho do Porto do lado do mar são formados por alternâncias de calcários e margas do Jurássico Superior, a que França e Zbyszewski (1963) denominaram de “Camadas de Montejuento”.

Estes autores referem que para nordeste no interior da zona de São Martinho do Porto, esta formação mantém uma composição litológica essencialmente calcária e margo-calcária mas, para sudoeste daquele local, a mesma vai-se tornando progressivamente mais detrítica, passando a ter uma composição essencialmente margo-arenítica, ganhando as camadas calcárias uma disposição do tipo lenticular.

Os referidos esporões constituem o flanco noroeste do vale diapírico das Caldas da Rainha delimitando interiormente a depressão do mesmo. Aí, as acumulações recentes de areias de praia, de aluviões e os depósitos plio-pleistocénicos, estendem-se para o interior, cobrindo os terrenos margosos evaporíticos de idade hetangiana, também conhecidos por Margas de Dagorda.

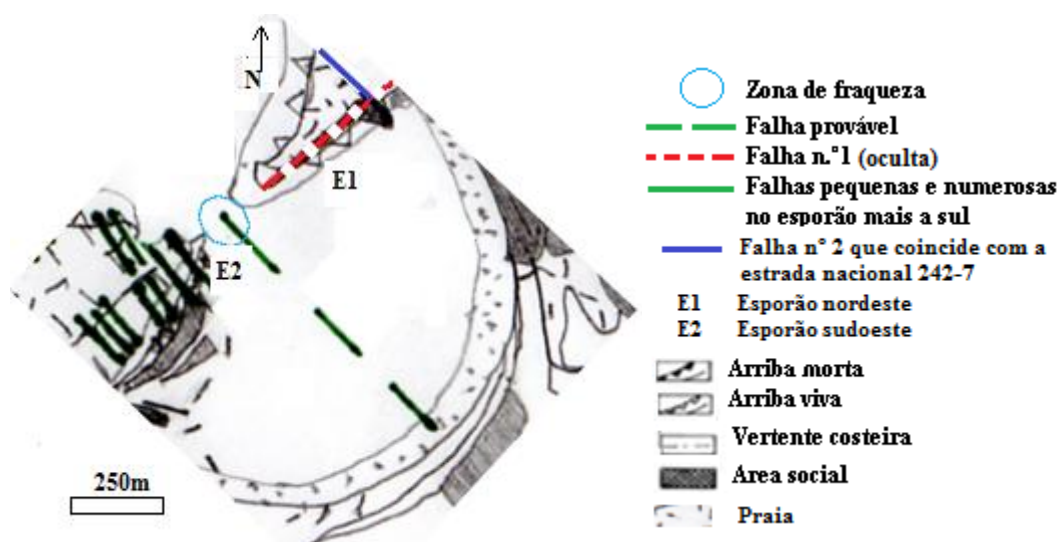


**Figura 4.5- “Concha” de São Martinho localizada na carta geológica**

O diapíro das Caldas da Rainha, o maior em área da Bacia Lusitaniana, estende-se segundo uma direção NNE-SSW ao longo de 45 km (Kullberg, 2000) aproximando-se o seu bordo NW do oceano na zona de Nazaré - São Martinho do Porto. Este foi formado por ascensão de camadas salinas hetangianas, as quais contactam por falha (Falha n.º 1) com os estratos carbonatados do Jurássico Superior, que constituem os esporões que fecham a “concha” de São Martinho.

No esporão nordeste, além da referida falha de direção predominantemente NE-SW, e que possivelmente no local em estudo se encontra oculta pelos aterros portuários (**Figura 4.6**), assinala-se também, mas agora no esporão sudoeste, um conjunto numeroso de outras falhas cortando as arribas segundo a direção predominante NW-SE a ENE-WSW (França & Zbyszewski 1963). Este último sistema de falhas ocorre nas zonas dos esporões que delimitam a “concha”, provocando por

vezes rejeitos que, ainda segundo aqueles autores, chegam a afetar depósitos pliocénicos. A ligação da concha de São Martinho ao oceano terá sido favorecida pela ocorrência de falhas pertencentes ao mesmo sistema, nomeadamente a falha provável (comunicação oral, J.C. Kullberg, 2008) referida na **Figura 4.6**.



**Figura 4.6-** Interpretação geológica da área estudada na “concha” de São Martinho

Outra falha também detetada na carta geológica e que se localiza no limite da zona estudada, é a que se encontra na pequena depressão denominada de Vale do Guizo, no fundo da qual se construiu a EN 242/7, (Falha n.º 2 na **Figura 4.6** e **Figura 4.7**). No sopé da vertente oeste, muito escarpada, do referido vale, em local desprovido de edificações, foi possível identificar veios de gesso, possivelmente associados à presença dessa falha (**Figura 4.8**).



**Figura 4.7-** Morro adjacente à área em estudo, de onde se destacam blocos de calcário, sobranceiro ao trecho inicial da EN 242/7 e a algumas habitações; (1) Zona rica em veios de gesso, possivelmente associados à presença da falha n.º2



**Figura 4.8-** Falha n.º2; (a) Veios de gesso no sopé da escarpa; (b) Pormenor de veio de gesso

A cerca de alguns km a NE da área em estudo, existia em 1969 um restaurante que ficou em ruínas devido à ação das vibrações sísmicas do sismo de 28 de fevereiro do mesmo ano, as quais causaram instabilização da vertente e por arrasto, o colapso total da fundação (DRARN, 1997).

#### 4.1.3.2. GEOMORFOLOGIA

As arribas constituem elementos proeminentes e em constante evolução na paisagem litoral. Os processos erosivos são intensos, principalmente, junto ao sopé, escavando-o para o seu interior, formando sapas e cavidades que exploram zonas de fraqueza. Todo este processo provoca a longo prazo, a perda de estabilidade de trechos da arriba e a consequente rutura de algum volume do maciço rochoso em direção ao sopé. O volume que se acumula desta forma na base, fica assim sujeito aos agentes erosivos.

A “concha” de S. Martinho é uma laguna semicircular que apresenta trocas sedimentares com a circulação litoral que são transportadas pelas ribeiras que nela confluem (ribeiras de Amieira, Tornada e Alfeizerão) (ANEXO VII), constituindo assim um acidente litoral principal com a forma de uma elipse de eixo maior orientado de NE-SW, com 1500 m, por um eixo menor orientado de NW-SE, sensivelmente com 800 m (Henriques, 2005).

No trecho de arriba situado no pequeno esporão a NE da barra de São Martinho, é possível distinguir pelo menos três mecanismos de instabilidade afetando as arribas que o circunscrevem.

Do lado exterior, a evolução da escarpa é condicionada pela ação direta do mar que atua na sua base, descalçando as camadas mais superficiais devido principalmente à disposição destas últimas, que mergulham no mesmo sentido da inclinação do talude.

As referidas condições estruturais favorecem a ocorrência de deslizamentos planares, os quais sofrem localmente abrandamento enquanto a ação marinha não remove os blocos acumulados no sopé da arriba, provenientes de movimentos anteriores. Sendo a camada exterior essencialmente calcária, esta é mais resistente à ação dos agentes erosivos, mar, vento e chuva, do que a que lhe é subjacente, a camada margosa ou silto-margosa, mais branda e plástica.

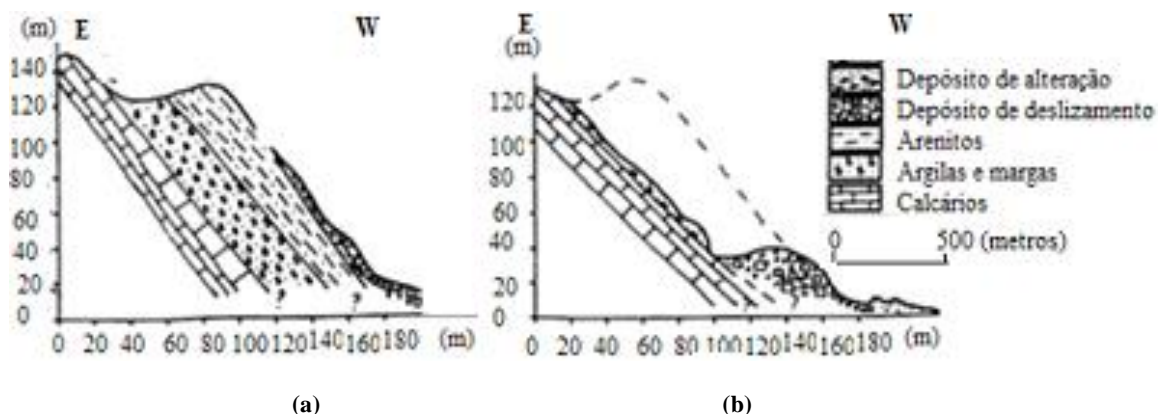
Nesta última, a ação marinha escava uma sapa, o que favorece a curto prazo o escorregamento da camada calcária que posteriormente, deposita-se no sopé, originando um aglomerado de blocos que protege a arriba da ação direta do mar. A camada que fica à superfície formando a frente da arriba, passa a ser o estrato margoso, ou seja, a camada mais facilmente erodível que fica sujeita à ação dos agentes subaéreos.

Inicia-se nesta fase uma evolução na frente da escarpa, a erosão por ravinamento. Este mecanismo de ravinamento ocorre nos arenitos e nas camadas silto-margosas vermelhas menos consolidadas, e deve-se em grande parte à ação erosiva de uma rede paralela de microlinhas de água de escorrência superficial.

Um exemplo de instabilização na arriba exterior foi o derrube de uma antiga escada usada pelos veraneantes que fazia de acesso do topo da referida escarpa até ao sopé desta. Dois terços da escada foram arrancados por um escorregamento planar, terminando esta agora numa escarpa vertical com mais de dez metros. Esta foi construída em betão há algumas décadas atrás.

Toda a frente marinha deste esporão sofre de processos ativos de erosão ravinosa intercalados com movimentos de terrenos do tipo deslizamento planar, os quais são comuns também em áreas litorais um pouco mais afastadas, de que é um exemplo o Perfil da **Figura 4.9**.

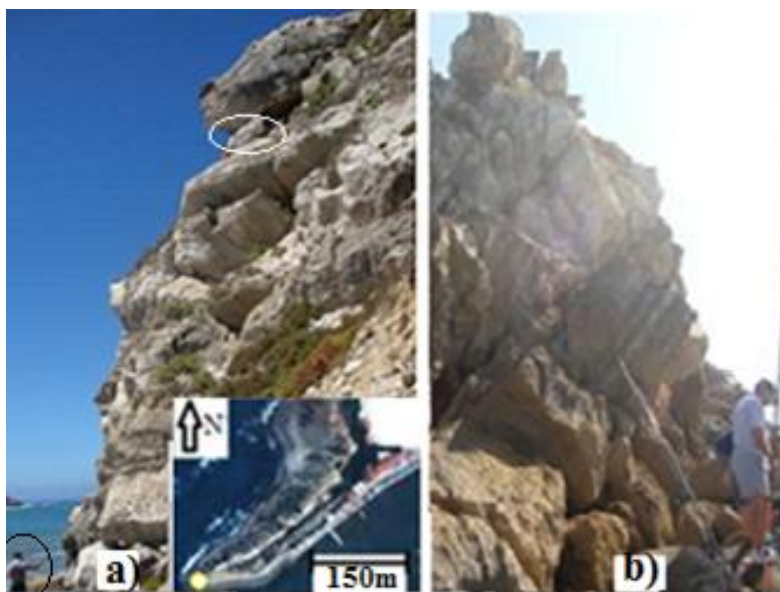
Estes últimos mecanismos podem ser esquematizados na **Figura 4.9**, a qual revela em (a) a situação anterior de estabilidade do talude, e em (b) a situação após a ocorrência do movimento planar.



**Figura 4.9-** (a) Situação de estabilidade do talude; (b) Ocorrência do escorregamento planar (adaptado de Henriques, 2005)

Outro mecanismo de instabilidade que afeta o esporão nordeste, ocorre também no trecho intensamente alcantilado e tectonizado da escarpa, sobranceira ao início da EN 242/7 que atravessa o Vale do Guizo. Nestes, o mecanismo instabilizador advém da erosão diferencial da escarpa, onde blocos de arenito carbonatado ficam em consola devido à erosão mais intensa da camada inferior, mais margosa, e portanto mais friável. As fendas de tração pré-existent são aprofundadas, levando ao conseqüente destaque e queda do bloco rochoso, que podem ameaçar os utentes da estrada e das habitações contíguas à mesma.

Na **Figura 4.10** observa-se em (a) um pescador no esporão nordeste, por baixo de um grande bloco rochoso, com outro mais pequeno a fazer segurança (elipse) e em (b), regista-se um segundo bloco rochoso destacado do topo da arriba, através de deslizamento planar seguido da queda para o seu sopé.



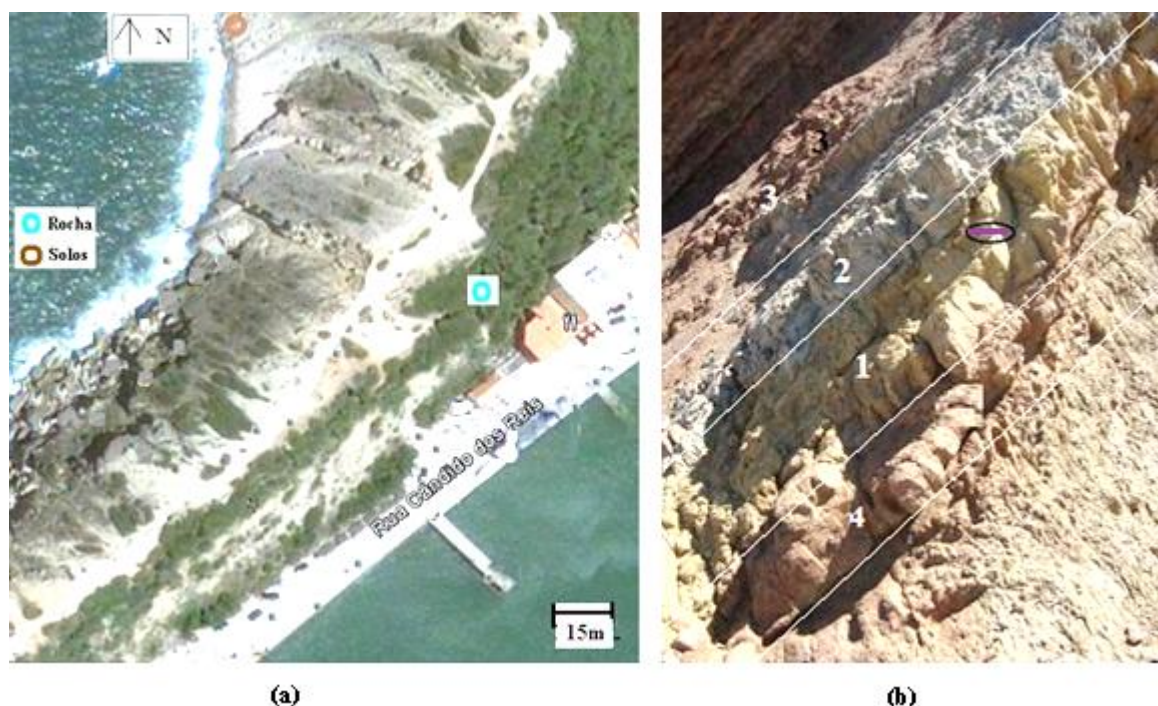
**Figura 4.10-** (a) Reconstituição da situação anterior à ocorrência de um movimento planar; (b) seguido de queda de um bloco rochoso com cerca de  $8\text{m}^3$  de volume



## 4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

### 4.2.1. RECOLHA DE AMOSTRAS

Para complementar os perfis de resistividade elétrica executados, procedeu-se à realização dos ensaios laboratoriais recomendados pelas melhores práticas geotécnicas. Considerou-se que as amostras localizadas na **Figura 4.11** de quatro solos e de um bloco de rocha, eram suficientemente representativas para a realização dos ensaios e zonamentos geotécnicos posteriores. Nesta figura, encontra-se em pormenor o melhor afloramento das camadas do tipo das existentes no interior da galeria de prospeção e no qual, foi possível, a recolha independente de cada amostra de solo que decorre, da impossibilidade da sua obtenção na galeria de reconhecimento. Todas as amostras do terreno foram acondicionadas num saco apropriado, para prevenir a variação do teor em água.



**Figura 4.11- Localização geral (a) e em pormenor (b) da recolha das amostras de solos n.º 1 a 4 e da rocha ensaiada. Como escala em (b) a caneta de 20 cm de comprimento situada no interior da elipse, ao longo do eixo menor**

Na **Figura 4.12** encontra-se representado o bloco donde se extraíram os tarolos ou as “bolachas” no Laboratório de Geologia de Engenharia do DCT(Departamento das Ciências da Terra da FCT-UNL), consoante a especificação recomendada para os ensaios a realizar. Estes decorreram no DCT e no DEC (Departamento da Engenharia Civil da FCT-UNL). Neste último ensaiou-se no Laboratório de Mecânica de Solos. No DCT os ensaios ocorreram no Laboratório de Geologia de Engenharia, no Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia, na sala de Petrografia e no Laboratório de Corte e Lâminas Delgadas tendo-se para esta última, recorrido à norma “EN 12407, 2000 “Análise petrográfica”.

Naquele último laboratório, após o caroteamento de um bloco considerado representativo da rocha sedimentar da área instabilizada, cortou-se na máquina de corte maior e seguidamente na mais pequena, cinco taliscas para as lâminas delgadas. Após a sua colagem na respetiva lamela, efetuou-se o primeiro polimento, mas num segundo polimento, mais fino, apesar da baixa velocidade de rotação do disco giratório, aconteceu a desagregação total da amostra. A rocha sedimentar em questão, mostrou ser muito friável com o atrito imposto e continuado, por muito pouco que ele fosse, sendo esta a conclusão possível para o ensaio.

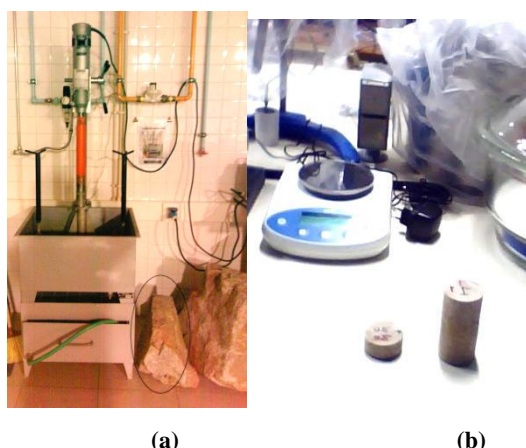


## 4.2.2. ENSAIOS LABORATORIAIS EM ROCHA

Os elementos das características geométricas dos provetes de rochas, assim como de todos os ensaios realizados no mesmo material (determinação da absorção de água à pressão atmosférica, ensaio de resistência ao envelhecimento por nevoeiro salino, e determinação da rutura em compressão uniaxial com obtenção do módulo de elasticidade), encontram-se no Anexo II. Todos os ensaios apresentam o boletim respetivo.

### 4.2.2.1. GEOMETRIA DOS PROVETES

Utilizou-se a NP (norma portuguesa) 13373 (2006) "Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação das características geométricas de elementos em pedra", para a obtenção dos provetes com as especificações necessárias para cada ensaio. Foi utilizado para tal a caroteadora (a) da **Figura 4.12** do laboratório de Geologia de Engenharia do DCT, e posteriormente as duas serras do laboratório de Lâminas delgadas, para se obter o provete da rocha sedimentar. Este encontra-se entre a relação 2.d (a altura do provete cilíndrico é aproximadamente duas vezes o seu diâmetro) e a 2,5d (a altura do provete cilíndrico é aproximadamente duas vezes e meia o seu diâmetro), aproximando-se praticamente todos da primeira relação.



**Figura 4.12-** (a) Caroteadora e a amostra rochosa assinalada na elipse; (b) provetes em "bolacha" (um de vinte e cinco) e cilíndricos (um de dez) extraídos do bloco

Os resultados a seguir descritos estão apresentados na tabela no **Anexo II (A)**.

O dia n.º "0" é aquele em que o provete foi caroteado. No dia n.º 2, as medições (dimensões e massa) foram atualizadas para uma situação do provete completamente submerso. Calculou-se para esse dia o peso volúmico "saturado". Essa atualização das dimensões aos dois dias noutros ensaios obedeceu ao mesmo tipo de procedimento.

No total foram obtidos 35 provetes. Os 25 provetes em "bolacha" "secos" (dia 0) apresentam um peso volúmico seco mínimo de  $22,43 \text{ kN/m}^3$ , e "saturado" (dia 2) de  $22,07 \text{ kN/m}^3$  (**Anexo II (B)**). Os 10 carotes que respeitam a relação 2.d a 2,5.d, apresentam  $22,84 \text{ kN/m}^3$  e  $22,81 \text{ kN/m}^3$  respetivamente, para as mesmas condições.

O peso volúmico seco máximo dos provetes "2.d" é para o dia n.º 0 de  $24,26 \text{ kN/m}^3$ , e para os dois dias, ou seja, para condições saturadas, de  $23,44 \text{ kN/m}^3$ . Já para os provetes em forma de "bolacha", este foi de  $24,09 \text{ kN/m}^3$  e  $23,95 \text{ kN/m}^3$  no dia 0 e no dia n.º 2 respetivamente.

#### 4.2.2.2. ABSORÇÃO DE ÁGUA À PRESSÃO ATMOSFÉRICA

Neste ensaio, seguiu-se a norma portuguesa NP 13755 (2005), "Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação da absorção de água à pressão atmosférica", para a identificação da percentagem de absorção de água da rocha, encontrando-se os resultados no **Anexo II (C)**.

Ensaíram-se os 10 provetes em “bolacha” da **Figura 4.13**, tendo o primeiro provete atingido massa constante no dia n.º11, oito provetes fizeram-no até ao dia n.º15, e somente um provete, não a atingiu até ao 16.º dia. Neste último, pese estar-se quase a atingir, entendeu-se por bem não prolongar o ensaio, e considerar os resultados estatísticos dos 9 que cumpriram essa condição. A percentagem da absorção de água desmineralizada foi mínima aos 3,2% e máxima nos 5% (**Anexo II (D)**).

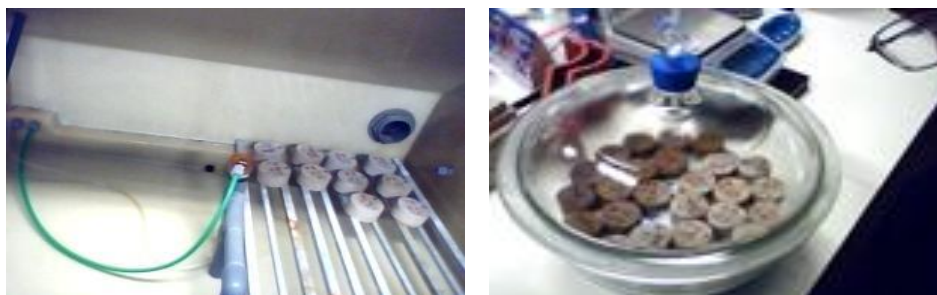


**Figura 4.13- Ensaio de absorção a decorrer**

#### 4.2.2.3. RESISTÊNCIA AO ENVELHECIMENTO POR NEVOEIRO SALINO

Utilizou-se a norma portuguesa "Determinação da resistência ao envelhecimento por nevoeiro salino" NP-EN 14147 (2007).

Neste ensaio, pretendeu-se saber até que ponto a bruma salina vinda do mar, afetava a amostra da rocha que constitui o esporão em análise, através da reação da “bolacha” à cristalização de sais, quer na arriba, no interior da galeria de reconhecimento e principalmente, no emboquilhamento norte. Os 10 provetes ensaiados no dispositivo próprio para o efeito (**Figura 4.14**), já tinham sido anteriormente sujeitos ao ensaio de absorção de água, estando os respetivos resultados no **Anexo II (E)**. Um ciclo de “injeção” do nevoeiro salino e a respetiva dessalinização compreendem aproximadamente uma semana.



(a)

(b)

**Figura 4.14- (a) Ensaio na fase de injeção de nevoeiro salino na máquina; (b) Fase de dessalinização das amostras**

Os provetes ao fim de 7 ciclos dissiparam no mínimo 4,1 % da sua massa, correspondendo a perda máxima a 6,3% (**Anexo II (F)**). Nota-se uma enorme perda em todos os provetes sem exceção, logo no primeiro ciclo, mantendo-se esta, embora muito menos acentuada, nos ciclos seguintes. Para estudar a evolução da superfície da rocha, um arenito carbonatado, após cada ciclo da recristalização salina, recorreu-se a uma inspeção visual, e à análise através de um “scanner” de elevada resolução, de que é exemplo a retratada pelo provete 14 na **Figura 4.15**. A comprovar a estatística, também na inspeção visual se notou que a maior perda de massa foi do primeiro para o segundo ciclo. A alteração da coloração foi significativa e gradual. As discontinuidades ficaram irregulares no ciclo n.º 2, tornaram-se evidentes no ciclo n.º 4 e mais pronunciadas no último.

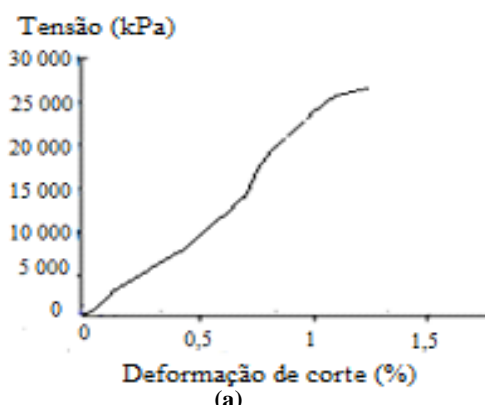


**Figura 4.15-** Provete n.º 14 antes (ciclo 0) e depois do ensaio do nevoeiro salino (ciclo 7)

#### 4.2.2.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À RUTURA EM COMPRESSÃO UNIAxIAL E OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

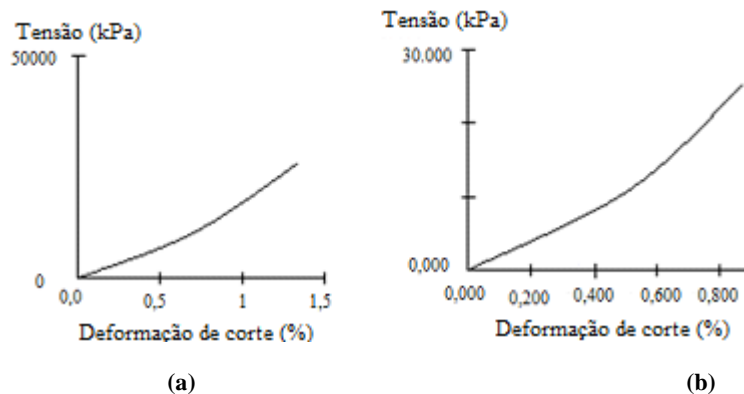
No sentido de se obter um dos parâmetros básicos da caracterização geotécnica de uma rocha, determinou-se a resistência da mesma à compressão uniaxial. Dado suspeitar-se que o comportamento daquele material estaria perto do das rochas de baixa resistência e para se garantir a precisão dos resultados, executou-se o ensaio numa prensa de compressão de solos, munida de um anel dinamométrico com capacidade para 50 kN, existente no laboratório de Mecânica dos Solos do DEC.

O recurso a defletómetros digitais para a automatização das leituras possibilitou a quantificação dos incrementos da tensão aplicada e das respetivas extensões axiais, com vista à determinação da curva representativa do módulo de elasticidade. Ensaaiaram-se com a norma D2166 ASTM (*American Society for Testing and Materials*) (2006) três provetes (provetes n.º1 na **Figura 4.16**, n.º2 e n.º3). Relativamente ao primeiro, foi atingido o valor máximo da tensão de rutura foi 26,64 MPa deste ensaio de resistência à compressão para 1,383% de deformação axial. O  $E_s$  (módulo de elasticidade secante) é 1,9 GPa.



**Figura 4.16-** (a) Gráfico tensão-deformação do provete n.º 1; (b) Provete n.º 1

O provete n.º 2 (**Figura 4.17**) atingiu o valor de 26,66 MPa, para 1,403 % de deformação axial máxima. O módulo de deformabilidade secante ( $E_s$ ) foi de 1,90 GPa. Para o provete n.º3, o valor de resistência à rutura não passou dos 24,56 MPa, para apenas 0,853% de deformação axial. O  $E_s$  foi de 2,88 GPa.



**Figura 4.17- Gráfico tensão-deformação: (a) Provete n.º 2); (b) Provete n.º3**

Pode-se obter uma classificação da resistência à rutura em compressão uniaxial das rochas, através da ISRM (1981) (**Quadro 4.1**) ou da classificação de Deere & Miller (1966) (**Quadro 4.2**). Pela primeira, os três provetes são classificados como (S3), isto é, são rochas de resistência média, porém com valores próximos do limite para as rochas de baixa resistência. Na segunda, os provetes n.º1 e n.º2 têm resistência baixa e o provete n.º3 muito baixa.

**Quadro 4.1-Classificação da resistência à compressão uniaxial (adaptado de ISRM, 1981)**

Classificação		Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Designação	
S1	S <sub>1-2</sub>	Maior que 200	Muito elevada	Elevada
S2		60 a 200	Elevada	
S3		20 a 60	Média	
S4	S <sub>4-5</sub>	6 a 20	Baixa	Baixa
S5		Menor que 6	Muito baixa	

**Quadro 4.2- Classificação da resistência à compressão uniaxial proposta (Deere & Miller, 1966 in Neto, 2007)**

Classe	Descrição	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
A	Resistência muito elevada	>200
B	Resistência elevada	100 - 200
C	Resistência moderada	50 - 100
D	Resistência baixa	25 - 50
E	Resistência muito baixa	<25

### 4.2.3. ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLOS

O anexo III a VI contém todos os boletins dos ensaios (teor em água natural; ensaios de identificação; determinação de teor em carbonatos) respetivamente da amostra n.º 1 a n.º4, ou seja, foram agrupados por amostra de solo. No anexo V referente à amostra n.º3, apresenta-se ainda o boletim do ensaio de expansibilidade e do ensaio da resistência ao corte drenada. Todos os ensaios realizados mostram em anexo o boletim alusivo.

#### 4.2.3.1. TEOR EM ÁGUA NATURAL

Utilizou-se a norma NP 84 (1966). Neste ensaio pretendeu-se determinar o teor em água natural de cada tipo do solo, localizado quer na galeria de prospeção, quer nas encostas da arriba. O teor em água natural diz respeito a amostras colhidas na base da arriba, a uma profundidade de 0,5m, num dia um pouco pluvioso e com pouca chuva nos dias antecedentes. Para as amostras n.º1, n.º2, n.º3 e n.º4, obtiveram-se os valores médios de 19%, 14%, 24% e 12% respetivamente.

Parecem ser à partida, valores muito baixos, pelo que se recomenda a realização dos limites de consistência para o seu melhor enquadramento.

#### 4.2.3.2. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO

A análise granulométrica por peneiração seca (**Figura 4.18**) foi realizada pela norma LNEC E-195 (1966) (Laboratório Nacional de Engenharia Civil). Para a aplicação da classificação Unificada Revista (ASTM D-2487-85), foi necessário obter os limites de consistência, através da NP 143 (1969). Estes últimos referem-se ao limite de liquidez e plasticidade dos solos, estando os resultados na **Figura 4.19**. Tais, foram posteriormente para a sua classificação pela carta de plasticidades, na **Figura 4.20**, tendo-se procedido à realização deste ensaio de identificação, na totalidade das amostras de solos recolhidas.

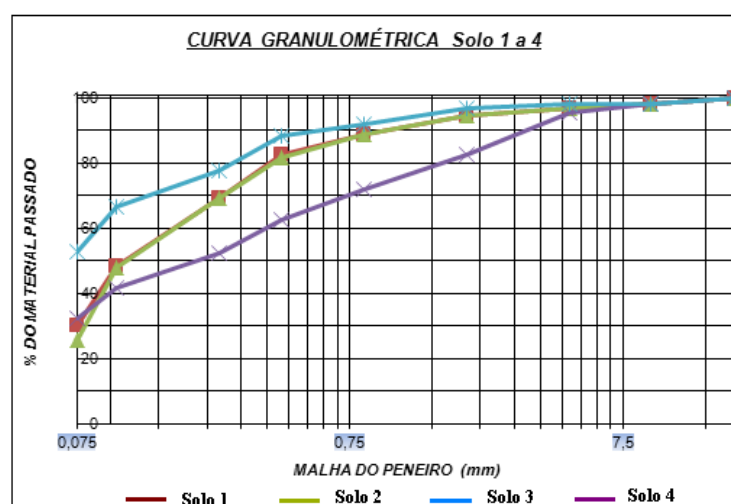
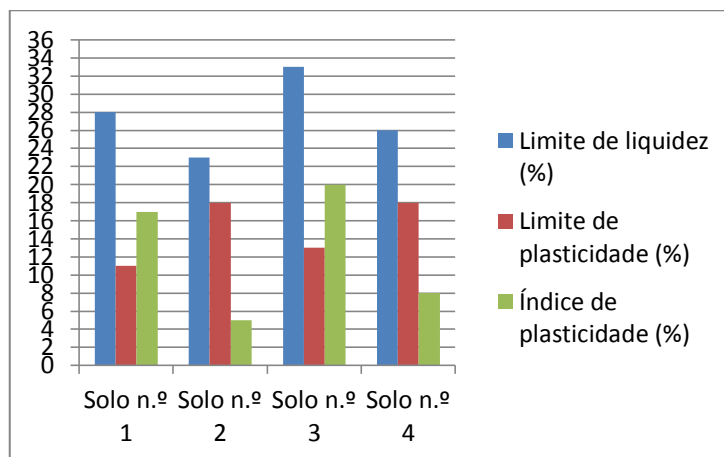


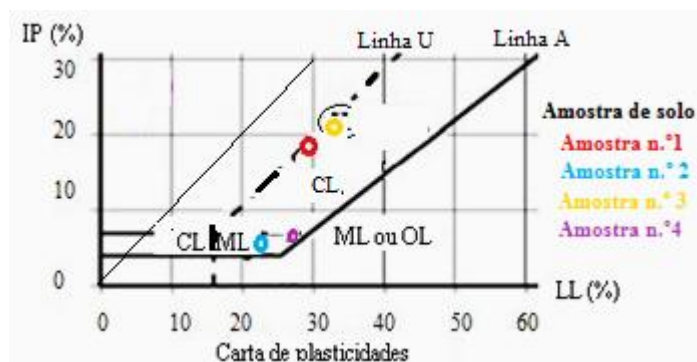
Figura 4.18- Curva granulométrica de 4 amostras de solo

O solo n.º 2 é o que apresenta maior percentagem de areia 68,63%, seguido do solo n.º 1 com 64,4%, do solo n.º 4 com 49,88% e por fim o solo n.º 3 apresenta 44,05%. Existe uma reduzida fração de seixo em todos eles, sendo máxima no solo n.º 4, com 17,62% e diminuta nos restantes, com 6% nos solos n.º 1 e n.º 2, e de 3% no solo n.º 3. A percentagem de finos é maior no

solo n.º3 com 53%, no solo n.º4 tem 33%, 30% no solo n.º1 e 25% no solo n.º2. Todos os solos apresentam até ao peneiro n.º200, uma curva extensa.



**Figura 4.19- Limite de liquidez (%), de plasticidade (%) e índice de plasticidade (%) do solo n.º1 a 4**



**Figura 4.20- Carta de plasticidades para o solo n.º 1 a 4**

Pela carta de plasticidades o solo n.º1 e n.º 3 tem o tipo de finos CL, e o n.º 2 e n.º 4 ML. Tal permite conjuntamente com a classificação unificada, classificar o solo n.º 1 como SC, o n.º 2 e n.º 4 como SM e o n.º 3 como CL.

Todos são considerados por esta classificação, como solos de baixa plasticidade, sendo o n.º3 o solo com maior percentagem de finos, e de todos eles, o potencialmente mais expansivo. Para todos os solos, considerou-se que a percentagem de matéria orgânica e existir, é insignificante.

O solo n.º1 é uma areia argilosa com cascalho, um solo impermeável quando compactado. Se compactado e saturado, este apresenta uma resistência ao corte boa a razoável, e uma compressibilidade baixa.

O solo n.º2 e o n.º4 classificam-se como uma areia siltosa com cascalho. Este solo apresenta-se semipermeável a impermeável quando compactado. Numa análise em que este se encontre saturado e compactado, a sua resistência ao corte é boa e a compressibilidade baixa.

O solo n.º3 classifica-se como uma argila de baixa plasticidade, magra, arenosa. Apesar da baixa plasticidade, ele é considerado um solo impermeável se compactado. Se for saturado além de compactado, a sua resistência ao corte é razoável e a compressibilidade média.

O solo n.º3 apesar de ser considerado de baixa plasticidade é o único solo que apresenta uma percentagem de fração fina superior à grosseira (53% contra 47%), pelo que esta pode justificar (sem obrigatoriedade), a realização do ensaio de expansibilidade.



O solo n.º 3 é também o único que poderá apresentar uma resistência ao corte razoável, e pese a sua compressibilidade ser média, para a realização de uma verificação eventual da estabilidade em taludes, justifica-se mais a realização do ensaio de resistência ao corte. Este último ensaio, deverá se possível ser realizado numa análise drenada, apesar de requerer uma velocidade extremamente baixa, sendo por isso, um ensaio muito utilizado em investigação.

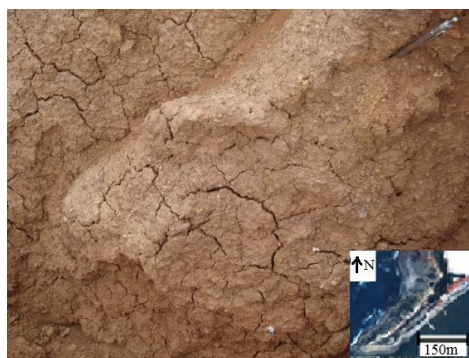
#### 4.2.3.3. TEOR EM CARBONATOS

O teor em carbonatos é uma característica relevante para as propriedades mecânicas dos solos. Um ensaio corrente para a sua determinação designa-se por “perda ao rubro”. Este não se baseia até à data, em nenhum tipo de especificação, mas antes, por um conjunto de procedimentos adotado atualmente por diversas entidades, de que é um exemplo a sua utilização no trabalho “Só Argilas – Universidade de Aveiro, 2011”. A percentagem de carbonatos foi determinada por queima da amostra de solo na mufla elétrica do DCT, durante três horas à temperatura máxima de 1000° C.

A percentagem de carbonatos pode ser considerada média- elevada em todos os quatro solos (Comunicação oral A. C. Galhano, 2011), sendo 11% no solo n.º 2, 12% no solo n.º 4, 13% no solo n.º 1 e 17% no solo n.º 3.

#### 4.2.3.4. EXPANSIBILIDADE DE SOLOS

Utilizou-se a especificação LNEC E-200 (1967) (“Determinação da expansibilidade em solos”). Neste ensaio pretendeu-se saber a expansibilidade dos solos que têm a percentagem de finos, superior à grosseira, no caso, a amostra n.º 3 (**Figura 4.21**). Nesta, como escala, observa-se uma caneta de 20 cm espetada no solo.



**Figura 4.21- Fendilhação por retração do solo n.º3**

A expansibilidade da componente argilosa foi máxima aos 12 dias e meio, tendo então estabilizado. Esta não ultrapassou os 22% para um teor em água inicial de 24%. O deslocamento vertical máximo determinado com a superfície livre, numa situação não confinada, e passível de ser contemplado em dimensionamento, numa qualquer estrutura implantada neste solo, deve suportar uma expansibilidade de 3,323 mm, podendo esta situação ocorrer tendencialmente em episódios pluviosos contínuos e prolongados, ou na base da arriba, numa eventual submersão prolongada. Este valor (22%), nestas condições, é considerado médio-alto (Comunicação oral, A.C. Galhano, 2012).

#### 4.2.3.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DRENADA

Neste ensaio pretendeu-se determinar a resistência ao corte do solo de maior percentagem de finos, o solo n.º3. Para tal, usou-se a norma D3080 ASTM (1998) para o ensaio de resistência ao corte de solos consolidados drenados, tendo-se executado a calibração do respetivo anel dinamométrico, a validação das leituras automatizadas, e a consolidação de cada provete.

Esta última durou no mínimo, 72 horas, três vezes mais tempo, do que o considerado necessário pela generalidade dos especialistas, para a maioria dos solos. Para a validação, procedeu-se a um ensaio de corte direto rápido, cujas leituras foram adquiridas quer automaticamente via *software*, quer pela observação humana, sendo no fim comparados ambos os resultados (ANEXO IX).

O ensaio foi realizado para três tensões normais, 288,75kPa, 356,85kPa, e 424,95kPa, calculadas para profundidades da ordem dos 16, 20 e 24 metros, respetivamente. As tensões de corte máximas associadas a estas foram de 153,08kPa, 180,25kPa e 224,57kPa respetivamente.

Como resultado deste ensaio, obteve-se uma coesão drenada nula, ou seja, a velocidade escolhida de 0,003 mm/m, considerada extremamente baixa, permitiu a realização do ensaio consolidado drenado, devidamente monitorizado pelos defletómetros digitais e pelo *software FGeoteam*.

Em cada um dos três ensaios, o solo esteve a ser cortado durante mais de três dias, como provam os ficheiros “\*.txt”, (uma das vantagens) exportados pelo software e que originaram os gráficos no Anexo V (F). Esta amostra de solo n.º 3 (Figura 4.22) possui um  $\phi'$  de 27°.

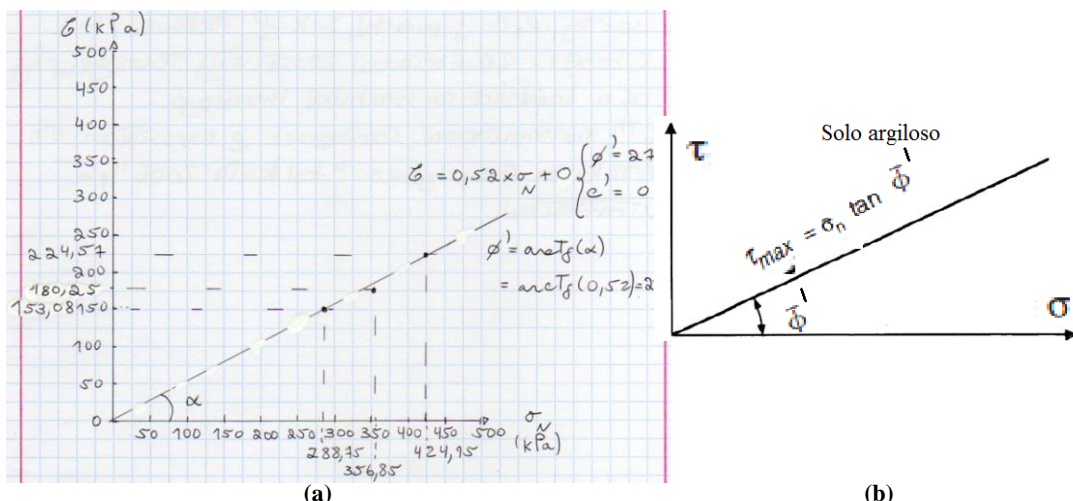


Figura 4.22- (a) Envolvente de rutura obtida do solo argiloso magro arenoso (amostra n.º3) drenado, dos parâmetros resistentes, através dos três ensaios realizados; (b) Envolvente de Mohr teórica, de rutura para a resistência última limite, num solo argiloso drenado (Lambe & Whitman, in Group, F. & Taylor, 2005)

“A linha da envolvente de rutura da resistência última de um solo drenado, passa na origem, não tem  $c'$ , nem mesmo em materiais coesivos.” (Lambe & Whitman, in Group, F. & Taylor, 2005) (Figura 4.22). “Os solos possuem, na maior parte dos casos,  $c'=0...$ ” (Guerra, 2008).

Uma das desvantagens do ensaio de corte direto é a impossibilidade do controlo das variações das pressões intersticiais, o que obrigou ao recurso de muito baixas velocidades de corte.



## 4.3. CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

### 4.3.1. METODOLOGIA

Dividiu-se o esporão analisado em três áreas distintas, em função dos diferentes mecanismos instabilizadores. Considerou-se como uma zona analisada a área externa à baía de São Martinho do Porto, alternadamente, também designada como talude do lado do mar e sua crista. Esta área engloba o trecho que inclui o caminho devidamente assinalado pela linha preta interrompida, ou seja, a norte da mesma (**Figura 4.2**).

O inverso que contempla toda a área localizada a sul dessa mesma linha, considerou-se como pertencendo à área interior à “concha”, e na qual, se inclui o alvo desta dissertação, a área instabilizada atrás do ISN IP e de um edifício amplo constituído por um restaurante e habitações associadas. Para se estudar e obter mais elementos, recorreu-se à prospeção elétrica por forma a melhor caraterizar o mecanismo instabilizador da área instabilizada. Para tal, estudou-se uma terceira área, uma galeria de reconhecimento de 66,25 m de comprimento, ou seja, um elemento já existente que une as duas primeiras zonas de uma ponta à outra, encontrando-se sobranceira a esta, a área instabilizada.

Na galeria de prospeção, a cartografia geológica, associada aos ensaios geotécnicos de laboratório realizados quer em rocha, quer em solos, permitiu o zonamento em unidades cujo modo de resposta mecânico é semelhante. Essa informação foi posteriormente cruzada com os perfis de resistividade executados no topo da arriba, tendo após a sua interpretação cuidada, se recolhido os elementos necessários, os quais foram por sua vez, seguidamente utilizados na área instabilizada.

A superfície exposta ao lado e acima do emboquilhamento sul do túnel foi cartografada com a exatidão possível, tendo sido estes elementos ligados ao perfil geotécnico obtido a partir da galeria de reconhecimento.

Como os aspetos geológicos e geotécnicos encontrados em ambos os hasteais da galeria são semelhantes, simplificou-se a sua análise ao hasteal direito da entrada sul, por este se encontrar mais perto da área de estudo final.

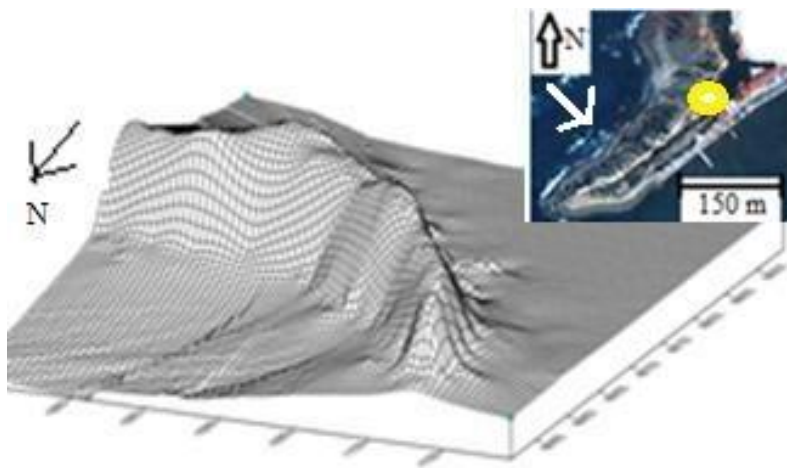
Para melhor se caraterizar todo o esporão nordeste, utilizou-se o cruzamento de informação tão diversa como a carta geológica de Alcobaça 1:50.000, a carta topográfica militar respetiva 1:25.000, o levantamento topográfico realizado pela C.M. (Câmara Municipal) de Alcobaça reforçado pelo candidato com novos pontos de GPS (*Global Positioning System*), os quais permitiram posteriormente a criação de um MDA (modelo digital de altitude), após o qual, pela incorporação dos novos elementos do reconhecimento de superfície integrados por sua vez, com os perfis de resistividade elétrica, suportaram a composição de um MDT (modelo digital de terrenos). Após a realização deste, elaboraram-se então dois perfis geotécnicos, um primeiro mais detalhado da galeria de reconhecimento à escala 1:50, e um segundo à escala aproximadamente 1:300, que representa o perfil esquemático da área instabilizada no tardo do restaurante.

Mais especificamente, para tal fosse possível: usou-se o MDA 2D originado a partir do levantamento topográfico da C.M. de Alcobaça e picotaram-se os pontos e as curvas de nível cotadas no software Arcgys; efetuou-se um levantamento topográfico no teto e hasteais da galeria de reconhecimento com a precisão possível; criou-se um modelo topográfico georreferenciado 3D na galeria de prospeção e no seu exterior, ambos independentes um do outro; anexou-se o reconhecimento de superfície exterior à galeria de prospeção; finalmente, juntaram-se todos estes procedimentos num *software* de cad.

Mais detalhadamente foram dadas as seguintes **fases**:

**1.º Fase:** Para a base do modelo, recorreu-se ao levantamento topográfico 2D realizado pela CM.

**2.º Fase:** Criou-se o MDA 3D global de todo o esporão nordeste (Surfer 8.0) ilustrado na **Figura 4.23**.



**Figura 4.23–** Aspecto do MDA 3D do esporão nordeste realizado na 2.ª Fase

**3.º Fase:** Efetuou-se o reconhecimento de superfície na galeria de prospeção, a cartografia geológica-geotécnica e o zonamento geotécnico. Para tal, usou-se o método da amostragem linear, tendo-se tirado em condições climáticas bastante adversas (uma temperatura média que rondou os 15°C), 189 SF (fotografias sem flash) de resolução elevada (12 mb), e as respetivas 189 (CF) (com Flash) referentes aos hasteais e teto de toda a galeria de 66,25m de comprimento e 2,5m de altura mínima.

Para a aplicação desta técnica, utilizaram-se duas cordas bastante finas, uma situada a 1,25 m de altura e a outra localizada na sua base, ambas tracionadas. Tal permitiu que cada fotografia abrangesse sempre quatro pontos de controlo, cada qual localizado numa extremidade, tendo a largura de cada fotografia pelo menos 1,25m, por 2,5 m de altura, uma escala de fácil trato na hora da anexação de todas as fotografias, encontrando-se cada um dos hasteais afastado entre si, a uma distância mínima de 1,60 m.

A largura ao longo do levantamento possui erros máximos de 8 cm, devido à dificuldade de fixação do fio marcador em alguns pontos, por causa da elevada dureza da rocha. A altura dos 2,5m coincide na maioria das fotografias do levantamento, com o teto da galeria de prospeção, mas este, pode apresentar uma variação de cerca de 80 cm no teto e 10 cm na base. Em cada fotografia, foram acrescentados por simetria, dois pontos fictícios aos quatro pontos reais de controlo, tendo-se recorrido para a sua georreferenciação, a uma base de dados excel, a qual indicou as coordenadas exatas desses dois pontos (**Anexo VIII**). Esta base corrigiu e diminuiu esse erro na horizontal e na vertical significativamente.

O resultado desta foi depois tratado num *software*, tendo-se neste executado a georreferenciação total. Todas as fotografias têm a altura de 2,5 m, podendo a sua localização superior estar preenchida pela cor preta, o que corresponde à situação do teto estar “x” cm abaixo dos 2,5 m, ou a ausência desta cor, implica que o teto ou coincide com os 2,5 m, o caso mais normal, ou se encontra pontualmente um pouco acima (**Figura 4.24**). Nesta figura, é visível a elipse que contém os níveis usados, encontrando-se estes em maior pormenor, na **Figura 4.25**.

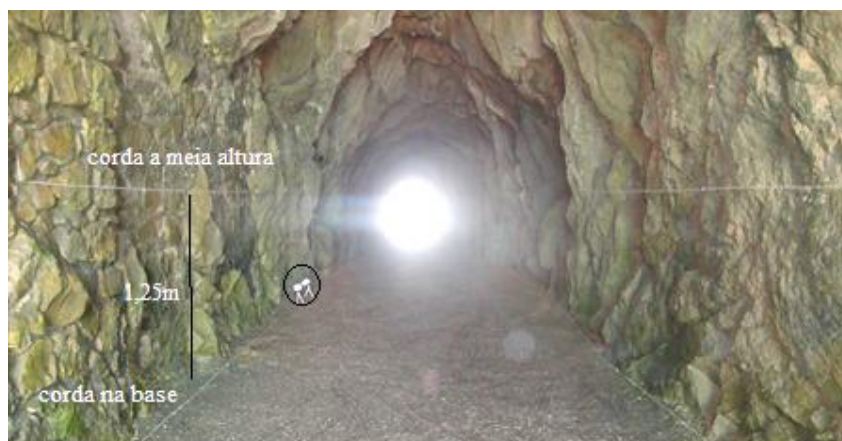


Figura 4.24– Método da amostragem linear na galeria de reconhecimento.

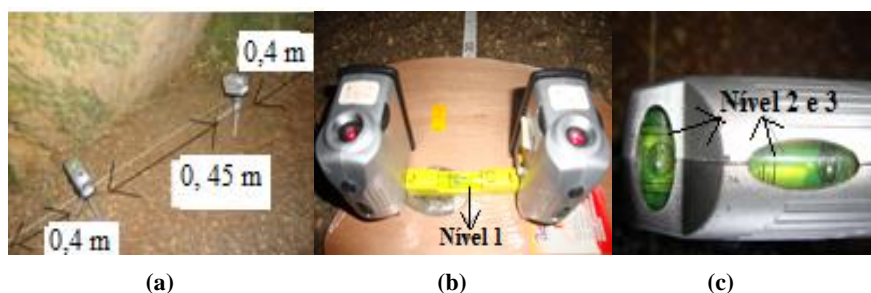


Figura 4.25– (a) Disposição dos níveis para as fotografias SF; (b) Superfície horizontal nivelada para a obtenção das fotografias do Teto Sem Flash (TSF); (c) Pormenor das bolhas de ar do nível horizontal e vertical

**4.º Fase:** Foi realizado o reconhecimento de superfície exterior, desde as imediações do emboquilhamento sul da galeria de prospeção, até à traseira dos edifícios da área instabilizada.

**5.º Fase:** Finalmente foram anexados num único ficheiro global georreferenciado o MDT em formato digital, constituído por todas as fases anteriores (Figura 4.26). Nesta figura pode-se observar que as curvas de nível dos 6 m, 8 m, 10 m, etc., coincidem exatamente com o levantamento topográfico da CM em ambos os emboquilhamentos, no caso o sul.

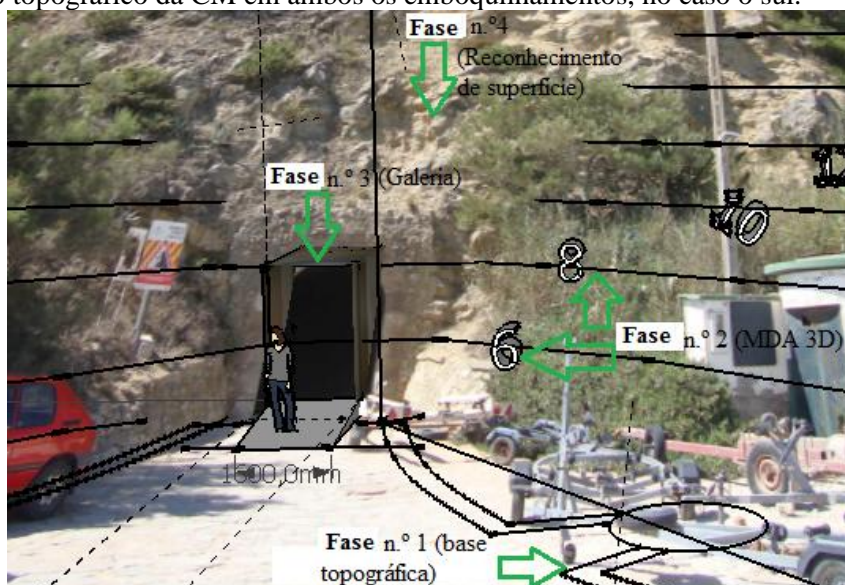


Figura 4.26– Aspeto final do MDT (5.º Fase ou 5º passo) no Googlecad pro

**6º Fase:** Anexou-se ao MDT os perfis de resistividade elétrica devidamente georreferenciados em 3D.

#### 4.3.2. ÁREA NO TOPO DO ESPORÃO E ESCARPA EXTERIOR OU NORTE (LADO DO MAR)

Esta área estende-se desde a ponta do esporão nordeste, onde está o velho farol, até a um antigo passeio que fazia serventia desde a rotunda das novas moradias, localizadas perto do topo da arriba e do outro lado da estrada nacional 242/7, até à praia no sopé da arriba, sendo este o limite litoral da zona estudada. O esporão rochoso, de direção NE-SW desenvolve-se em seguida em arco, apontando para NW-SE (**Figura 4.27**).

Nesta figura, visualiza-se em “A” uma camada de arenito carbonatado com 5,5m de possança, deslocada por um antigo escorregamento planar. Em “B” encontra-se outra camada de arenito carbonatado com 4,5 m de possança, que sofreu um escorregamento, o qual derrubou a escada de acesso dos veraneantes.

Observa-se em “C”, o emboquilhamento norte da galeria de reconhecimento. Os perfis de resistividade iniciam-se perto de “D”, a zona intermediária está em “E”, situando-se “F” a mais de dois terços do comprimento total dos perfis.

Um aviso de ocorrência de movimentos de terrenos recentes, com aproximadamente 1m de altura, foi colocado na crista da escarpa pelo IPTM, o qual foi assinalado por um triângulo na figura anterior. Em 1,2,3,4 encontram-se, respetivamente, camadas de marga amarela, marga cinzenta, argila vermelha e marga vermelha.

Na **Figura 4.28** observa-se a vista geral da escarpa exterior. Verificou-se que a estrutura do maciço era essencialmente constituída por um arenito carbonatado, o qual aliado à disposição e constituição dos estratos favorece a ocorrência de um mecanismo de rutura planar, no sentido do mar. As camadas superiores, essencialmente argilo-margosas que se observam na elipse ao fundo, já desapareceram no local mais próximo donde foi tirada a fotografia, devido à ação da erosão marinha que originou antigos escorregamentos.

Esta ação colocou em consola a camada mais resistente, pela retirada gradual do apoio da camada subjacente. Quando o peso da camada superior ultrapassa a resistência mobilizada pela camada inferior, mais branda, dá-se rapidamente o escorregamento, iniciado pelo corte do pé da arriba. Para escala, observam-se as pessoas no centro da fotografia.

A **Figura 4.29** é o perfil geotécnico da estrutura do maciço rochoso (**Figura 4.28**) a qual favorece entre outros, o mecanismo de rutura planar nas camadas calcárias e o ravinamento nas mais brandas, argilosas. As camadas superiores, essencialmente argilo-margosas, que se observam ao fundo assinaladas por uma elipse, já desapareceram na zona em primeiro plano e à direita da fotografia.

Como escala, observam-se duas pessoas no centro da fotografia. Na coluna litológica (b) da referida figura, não existe a preocupação de escala, esta apenas reflete a disposição das camadas existentes (C2; 2 e C1) e das que já não existem (4;3;2;C4;1;2;C3;2), perto do emboquilhamento, possivelmente, devido a escorregamentos planares e ravinamentos.

Estas últimas camadas encontram-se ao fundo, na elipse da **Figura 4.28**. As camadas que interessam na zona externa são as ocorrentes antes do início da curvatura do esporão, ou seja, a respetiva continuação da sequência litológica do topo para a base (arenito carbonatado n.º 2; solo n.º 2 e o arenito carbonatado n.º 1).

O começo desse arco situa-se assim no contacto C2. Todas as formações inclinam-se aproximadamente 40° no sentido do mar.



Quando C2 escorrega sobre o solo n.º2, origina-se um movimento planar e inicia-se o ravinamento do solo n.º 2, podendo-se tornar este processo cíclico, se existir uma continuação dessas intercalações.

Estas arribas apresentam uma evolução diferente devido à disposição das camadas. Quando a camada exterior é carbonatada, esta é mais resistente à ação dos agentes erosivos, mar, vento e chuva, dando-se então o escorregamento da camada, formando-se no sopé, um aglomerado de blocos que protege a falésia da ação direta do mar. No entanto, a camada que então fica à superfície é margosa, de mais fácil erosão.

O mecanismo de ravinamento acontece nos arenitos e nas camadas silto-argilosas menos consolidadas, e deve-se em grande parte à ação erosiva da canalização da linha de água respetiva. O melhor exemplo de instabilidade nestas formações era uma escada antiga em betão, usada por veraneantes e construída há poucas décadas, desde o topo do vale do Guizo (estrada) até ao sopé do talude. Esta escada simplesmente foi levada por um escorregamento, tendo agora somente 1/3 dos degraus, os quais acabam numa escarpa vertical, sem qualquer hipótese de continuação do trajeto até à praia. O recorte litoral a SW no esporão está por enquanto a salvo da ação da água do mar, pois os blocos desprendidos e acumulados na base do sopé do talude protegem e minoram, a ação erosiva da água do mar.

No geral, esta área da falésia, apesar da evolução normal de erosão e recuo natural da linha de costa, não apresenta riscos.



**Figura 4.27-** Vista da arriba do lado do mar. Observa-se como escala, uma pessoa na elipse próxima da galeria (C).



Figura 4.28- Vista geral da escarpa exterior da “concha” de São Martinho.

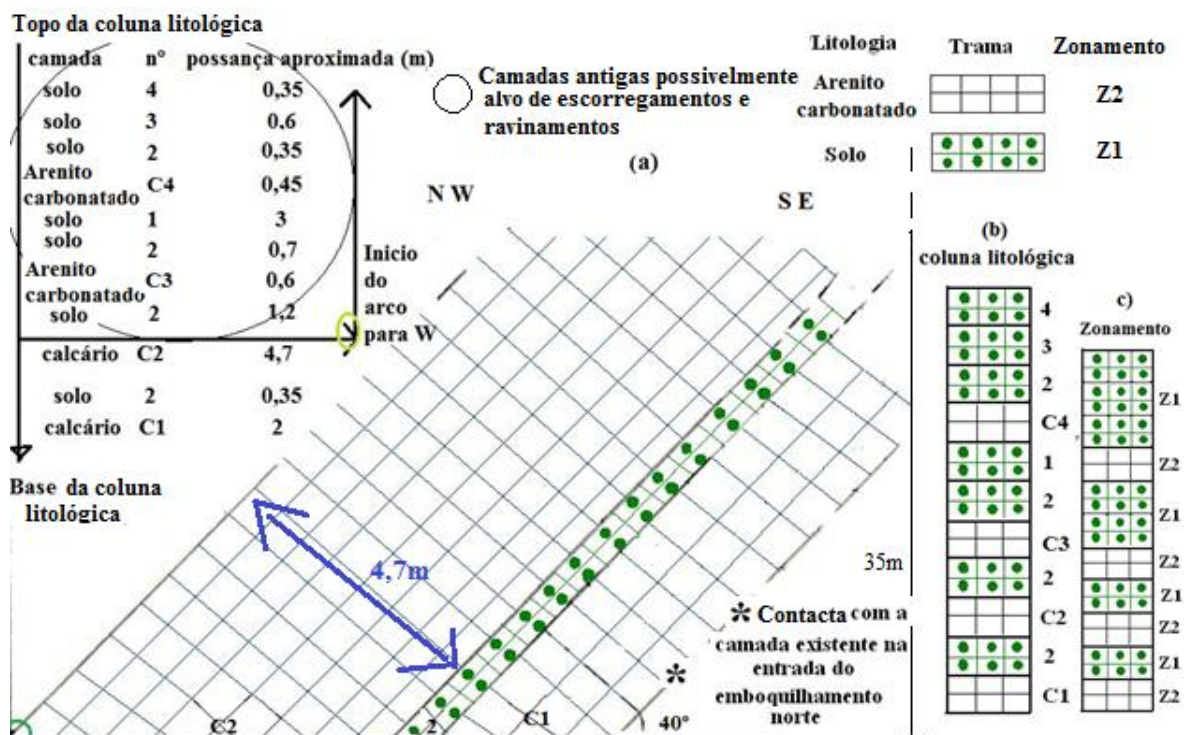


Figura 4.29- (a) Perfil representativo da zona “externa” da Figura 4.28, da “concha” de São Martinho; (b) coluna litológica; (c) zonamento geotécnico



As amostras obtidas para os ensaios em laboratório, e melhor ilustradas na **Figura 4.11**, localizam-se praticamente no início do arco que o esporão nordeste faz para oeste e que se encontra melhor assinalado na elipse da **Figura 4.28**.

Na **Figura 4.30** encontra-se uma consola, entre duas camadas mais resistentes, de arenito carbonatado e na **Figura 4.31**, refere-se a uma zona mais erodida.



**Figura 4.30** - Pequena camada calcária em consola, situada à cota de 10m na área exterior à baía. Como escala, pode-se referir que a altura total apresentada na fotografia é de 1,6m

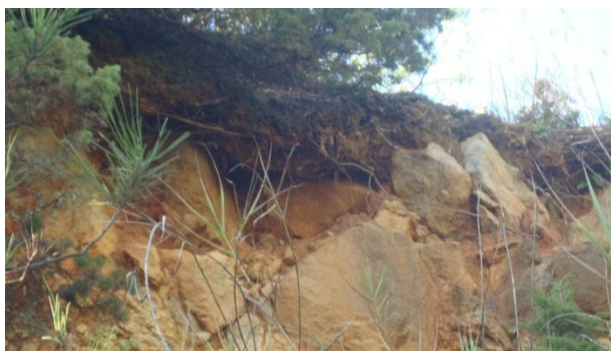


**Figura 4.31**- Zona à cota 11m na área exterior à baía. Observar zonas com figuras de dissolução.

### 4.3.3. ÁREA INTERIOR OU SUL (TARDOZ DO ISN IP E RESTAURANTE)

A baía interior da “concha” tem uma extensão de 1,5 km. Os esporões que a fecham são paralelos ao acidente diapírico que faz o contacto entre as formações do Jurássico Superior e o complexo evaporítico do diapiro. Esta área contacta a Este com a estrada N242/7 (**Figura 4.8**) situada fora do limite da zona interior. Essa zona específica no Vale do Guizo é uma área com perigo de queda de blocos, provenientes de uma altura superior a 30m.

Segundo observaram (Santos Ferreira & Dias, 2010), os edifícios existentes no planalto e no cimo da falésia não têm qualquer influência nas instabilizações verificadas. Segundo DRARN (1997), a evolução do volume da construção nesta zona acentuou-se a partir de 1950. Na zona investigada do lado interior da “concha”, nas traseiras do restaurante adjacente ao ISN IP, a morfologia assume a de um perfil com declive médio da ordem de 40°, cuja cota média ronda os 35m e a máxima aproxima-se dos 40m. A esta cota (**Figura 4.32**) nota-se o limite entre o solo de recobrimento, com espessura de cerca de 50cm, e o maciço rochoso inferiormente aflorante.



**Figura 4.32- Aspeto do topo da arriba (cota 35 m)**

Esta vertente na traseira do ISN e do restaurante começa do topo para a base, com um declive quase vertical de 4m. Nas figuras seguintes, encontram-se ilustradas a inclinação da vegetação e diversas estruturas existentes, assim como se identificam vários sinais de instabilidade ao longo da referida encosta. Na **Figura 4.33** observam-se fraturas recentes.



**Figura 4.33- Pormenor das discontinuidades existentes nos arenitos carbonatados. Estas prolongam-se a um metro de profundidade (visível como escala, nas setas vermelhas) neste afloramento**



Na **Figura 4.34** visualizam-se árvores, bastante inclinadas para o sopé da encosta, o que significa que o movimento instabilizador ainda está a ocorrer. Essa foi aliás, a disposição geral da vegetação na zona instabilizada. Como escala, o cabo amarelo tem a espessura de 2cm.



**Figura 4.34- Árvores inclinadas na zona instabilizada**

Na **Figura 4.35** observa-se a inclinação tendenciosa de árvores mais novas do que as anteriores, à cota 34,4m.



**Figura 4.35- Outra fotografia onde se evidencia a inclinação das árvores**

É possível observar outras evidências de instabilização, como a guarda inclinada (**Figura 4.36**), diversas fendas no muro insuficientemente dimensionado do ISN IP e no muro de segurança que delimita o caminho.





**Figura 4.36- Aspeto da guarda inclinada côncava de altura 1,5m**

Na **Figura 4.37** observa-se a rutura do muro de segurança que delimita o passeio em toda a extensão da arriba, desde a sua base até à cota sensivelmente de dois terços da altura da mesma.

Esta rutura possivelmente deve-se à ação do peso do terreno superior, que provoca um impulso nas estruturas localizadas inferiormente. Note-se que a rutura assinalada localiza-se no contacto com os degraus da **Figura 4.38**, que sendo empurrados por terrenos superiores adjacentes, comprimem a parede do muro que colapsou e presta-se agora a tombar, propagando-se essa rutura a toda a extensão do muro. Neste também se encontram blocos provenientes de quedas a partir de terrenos de cotas superiores. É também de assinalar que o trecho do muro em rutura já foi substituído pelo menos uma vez e está constantemente a ser alvo de manutenção, pois restos da antiga estrutura anteriormente tombada, podem ser facilmente observados adjacientemente ao mesmo. Nesta figura, visualiza-se em (A) o pormenor das fendas num degrau do passeio e em (B) grandes blocos que se desprendem superiormente, dos estratos de arenito carbonatado.



**Figura 4.37- Aspeto do muro fissurado com 1,2m de altura**



**Figura 4.38- (A) Aspeto de um degrau do passeio (20cm de altura); (B) Ocorrência de blocos que caíram de terrenos suprajacentes**

Nesta área observa-se a existência de um caminho pedonal devidamente arranjado e pavimentado em betão que começa em baixo sob a forma de escada, e em cima em rampa. As figuras anteriores documentam o estado geral de todo o muro que se inicia sensivelmente a dois terços do topo da falésia e termina na sua base, junto ao ISN IP, que mostram o movimento na zona instabilizada. Observa-se um segundo muro, o qual protege a retaguarda do ISN IP, existindo um vão entre ambos, de 2m. Em redor do contato entre o muro e o maciço, constata-se diversas fendas no muro assinaladas pelas setas a vermelho, com uma abertura média de 2cm, existindo uma fissura de uma ponta a outra com cerca de 3 cm de abertura. Pode-se acrescentar que este muro se encontra bastante fissurado e tem uma altura de mais de 3,5m, findo o qual, diversos blocos destacados de montante, ultrapassando o muro, embatem na parede do edifício danificando-a e acumulando-se seguidamente no vão que se observa na **Figura 4.39**.



**Figura 4.39- Aspeto do muro de suporte (cerca de 0,4 m de espessura) rígido traseiro ao ISN I.P.**

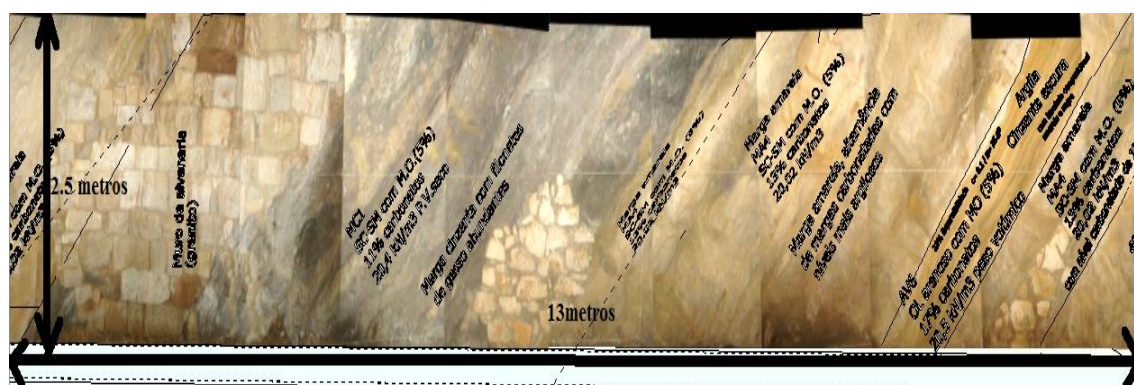
Foi obtido o registo oral de vários proprietários, onde enaltecem que é frequente blocos rochosos colidirem com as estruturas, fazendo durante a sua descida muito ruído. A moradora da edificação do ISN IP, garante mesmo que vivem em permanente receio que um bloco, localizado no topo da arriba se desprenda, tendo numa vistoria à casa sido detetadas diversas fendas semelhantes às mostradas nas escadas, e do lado exterior, diversas crateras na parede da casa onde os blocos destacados colidiram após a sua ultrapassagem acima do muro de suporte rígido. Estes são constantemente alvo de intervenções.



#### 4.3.4. GALERIA DE RECONHECIMENTO

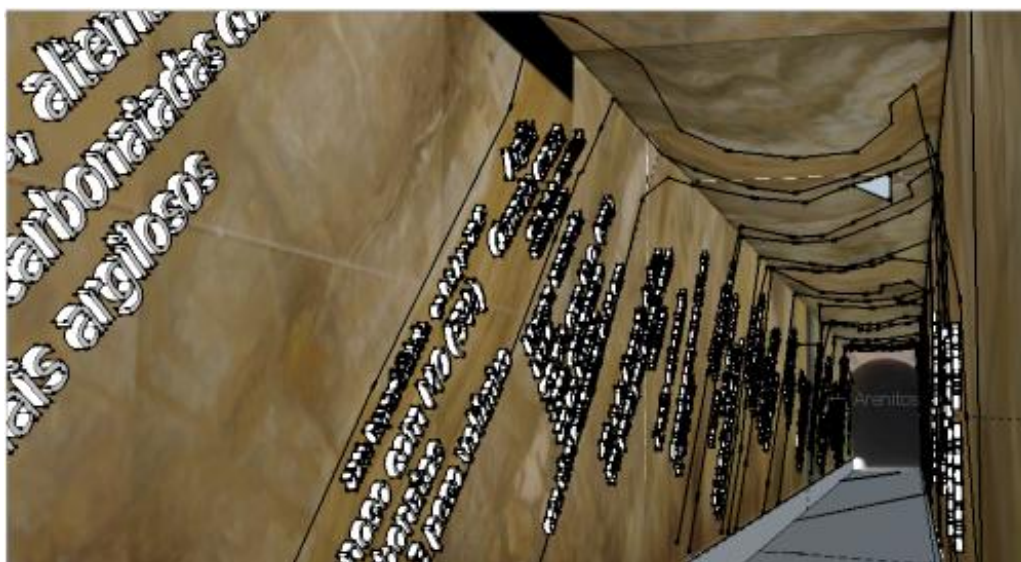
A construção da galeria de prospeção, que corta o esporão rochoso nordeste da “concha”, iniciou-se no talude sul da arriba, então parcialmente desmontada. A obra decorreu há cerca de 60 anos, e teve a duração de sensivelmente 3 anos. A metodologia de desmonte usada foi o recurso à picareta associada a detonações controladas por explosivos. Segundo diversos moradores da zona, a mesma terá sido realizada com o único objetivo de escoar diretamente para o mar, os esgotos de São Martinho do Porto, tal não se tendo no entanto chegado a concretizar. Para tal não parece existir outra explicação.

Na **Figura 4.40** observa-se a cartografia geológica e geotécnica de uma parte da galeria de prospeção. Esta foi toda realizada sob a base da fase n.º3 do item 4.3.1. A aplicação da fase n.º 5 encontra-se na **Figura 4.41**. Posteriormente acrescentaram-se os parâmetros geotécnicos provenientes dos ensaios laboratoriais, tendo esse cruzamento originado um zonamento geotécnico.



**Figura 4.40-** Cartografia geotécnica numa porção do hasteal direito da galeria de reconhecimento

O ZHD (zonamento do hasteal direito do túnel) deve-se ao facto de ser este o hasteal que mais se aproxima do tardo do ISN IP e do restaurante.



**Figura 4.41-** Pormenor do hasteal direito (CF) visualizado em 3D a partir do método de amostragem linear. A altura da galeria de prospeção é de 2,5m

Globalmente, as camadas apresentam praticamente a mesma inclinação sendo a atitude medida, de que é um exemplo a **Figura 4.42**, de N46°E 40° W. As discontinuidades mais importantes (**Figura 4.43**) são perpendiculares à estratificação (E-W), sofrendo ambas escassas variações de 2° - 3°. As discontinuidades e as cavidades cársticas localizam-se principalmente na metade da galeria de prospeção, mais próxima do emboquilhamento do lado do mar.



**Figura 4.42- Medindo a atitude de uma camada**

A descrição geológica do ZHD (**Figura 4.45**) inicia-se do lado do emboquilhamento sul e finda no emboquilhamento norte, sendo a sua descrição resumidamente a seguinte:

- 1) 2,1m de cimento liso, a revestir um arenito carbonatado;
- 2) 2,8m de muro de alvenaria em granito, a suportar superiormente, 4 camadas visíveis de arenito carbonatado, cada qual com uma possança de cerca de 0,5 m;
- 3) O afloramento do arenito carbonatado (2m) surge inferiormente, com as primeiras duas camadas de 0,5 m de possança muito alteradas e visíveis a espaços no hasteal direito, com continuação mais perceptível no hasteal esquerdo e especialmente no teto. As duas camadas seguintes já são mais resistentes;
- 4) 2,3m de arenito carbonatado com seixo fino;
- 5) 2,2m de arenito carbonatado com intercalações margosas de cerca de 10 cm;
- 6) 0,4m de um arenito carbonatado muito compacto;
- 7) 2,5m de arenito carbonatado amarelo;
- 8) 0,7m da formação do tipo da amostra de solo n.º1;
- 9) 1,2m da formação do tipo do arenito carbonatado;
- 10) 0,5m da formação do tipo da amostra de solo n.º 1;
- 11) 0,95m da formação do tipo do arenito carbonatado;
- 12) 0,3m da formação do tipo da amostra de solo n.º 1;
- 13) 2m de arenito carbonatado;
- 14) 0,8m da amostra de solo n.º 1 com níveis carbonatados de 10 cm, suportada inferiormente por um revestimento em muro de alvenaria, na zona supostamente mais alterada;

- 15) 0,6m da amostra de solo n.º 2 com bandado composicional amarelo e negro;
- 16) 2,3m da amostra de solo n.º 2, com alternâncias carbonatadas de níveis mais argilosos;
- 17) 0,35m de marga amarela (amostra n.º 2);
- 18) 6m de marga cinzenta (amostra n.º 2) com filonetes de calcite abundantes, em que mais de metade da camada, encontra-se revestida em dois pontos, com parede de alvenaria de granito;
- 19) 1,7m de marga carbonatada;
- 20) 18,55m de arenito bioturbado com veios de calcite, cavidades cársticas e discontinuidades significativas e perpendiculares à inclinação das camadas (E-W).
- 21) 4m de arenito carbonatado fossilífero bioturbado;
- 22) 7m de parede de alvenaria em granito a revestir o teto e alguma continuação visível no hasteal direito, encontrando-se a cobrir um arenito carbonatado fortemente diaclasado;



**Figura 4.43- Exemplo da medição de uma atitude da maior discontinuidade evidenciada (E-W)**

Seguidamente cruzou-se a cartografia geológica acima descrita, com os resultados obtidos dos ensaios laboratoriais, tendo estes permitido a elaboração do agrupamento de camadas com comportamentos mecânicos semelhantes, daí resultando o zonamento geotécnico da galeria de reconhecimento em três zonas:

Z1 (Zona geotécnica n.º1, resultado da identificação das camadas (n.º 1 a n.º 12) e dos resultados dos ensaios laboratoriais) do ZHD:

É uma zona essencialmente rochosa, constituída por um arenito carbonatado com algumas intercalações margosas, ou calcárias, sendo as características geotécnicas semelhantes ao Z3 (Zona geotécnica n.º3, resultado da identificação das camadas (n.º 19 a n.º 12) e dos resultados dos ensaios laboratoriais) em baixo referido, ou seja, é essencialmente comandado pela faturação, onde uma das famílias de discontinuidades preferenciais é a este-oeste, já observada, não aparecendo esta contudo, com tanta frequência como em Z3.

Z2 (Zona geotécnica n.º2, resultado da identificação das camadas (n.º 13 a n.º 19) e dos resultados dos ensaios laboratoriais) do ZHD:

O zonamento corresponde a um solo quase totalmente margoso, muito mais facilmente erodido, com uma alternância carbonatada pouco expressiva e uma camada de argila significativa. Neste zonamento a água da chuva não se infiltra, devido à natureza impermeável do solo margoso.

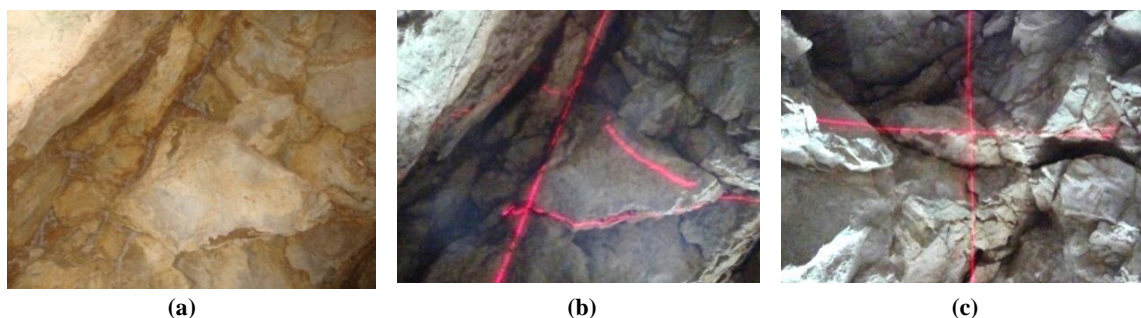


Z3 (zona geotécnica n.º3, resultado da identificação das camadas (n.º 19 a n.º 12) com resultados dos ensaios laboratoriais compreende 20 a 22) do ZHD:

A instabilização é comandada pelo grau de fracturação profunda da rocha, um arenito carbonatado bioturbado ou fossilífero, cujas descontinuidades perpendiculares à galeria de prospeção, provocam a individualização de blocos. É uma zona permeável e associada a forte fracturação. Esta é acelerada devido à ação direta dos agentes de meteorização como a precipitação, esta última infiltra-se no topo do esporão e atinge a galeria de prospeção. Num capítulo seguinte e oportunamente encontra-se devidamente ilustrada esta situação. A bruma salina também a acelera e afeta a resistência desta zona, como demonstrou o ensaio de alterabilidade. Assim se explicam as pequenas cavidades detetadas no teto da galeria de reconhecimento, as quais se circunscrevem à metade norte, da galeria de prospeção.

O zonamento foi realizado no pressuposto que todos os solos estudados possuíam um comportamento mecânico semelhante entre si, tal facto foi devidamente suportado pelos ensaios de identificação e pelo ensaio de teor em carbonatos. Agrupou-se o solo n.º 1, SC (areias argilosas), o n.º2 e n.º4 ML (areias siltosas) e o n.º3 CL (argila, com uma percentagem arenosa muito generosa) num único zonamento, uma vez que apresentam comportamentos possivelmente semelhantes, tendo todos estes solos uma plasticidade baixa (**Figura 4.45**). A outra litologia presente na galeria de prospeção foi o arenito carbonatado, a qual foi devidamente caracterizada anteriormente.

Relativamente à tectónica local, verifica-se um sistema complexo de falhas que interfere com as formações margo-carbonatadas jurássicas em toda a extensão das arribas, de direcção predominante NE-SW, sem dúvida correlacionadas com o diapiro. A galeria de prospeção apresenta geralmente boas condições de conservação, não se sentindo necessidade de intervenções globais segundo (Santos Ferreira & Dias, 2007). A entrada, do lado do porto apresenta, para além da erosão dos estratos margosos, uma fracturação evidente com presença de grandes descontinuidades nas camadas dos arenitos carbonatados, destacando-se pontualmente blocos individualizados nas zonas de intersecção das famílias de descontinuidades (**Figura 4.44**).



**Figura 4.44– (a) Exemplo da intersecção de duas famílias de descontinuidades e a formação de um bloco potencialmente instável CF e SF; (b) (cerca de 0,4m na menor dimensão do bloco quase individualizado); (c) Bloco em situação idêntica SF (Como escala, tem 20 cms a menor dimensão, do bloco quase individualizado apontado com o centro da luz vermelha)**

Do lado do mar a inclinação das camadas coincide com a da arriba. Na zona do emboquilhamento, a camada superficial é um arenito carbonatado, tendo sido executado, aquando da construção do túnel, um conjunto de travamentos que sustentam essa camada, protegendo assim a entrada. Esses travamentos apresentam alguma deterioração, sendo ainda bem evidentes diversas fendas visíveis na **Figura 4.46**, pelo que se deve considerar o seu reforço (Santos Ferreira & Dias, 2007).

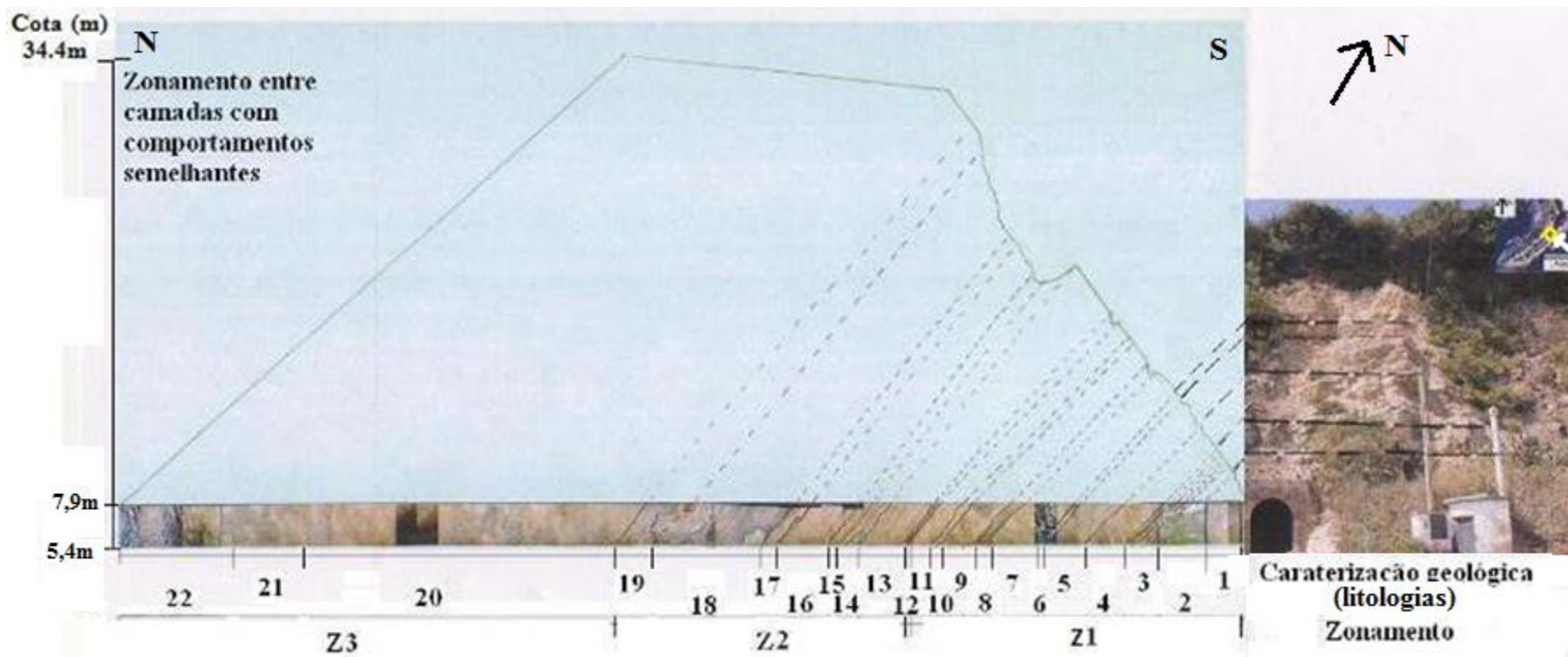
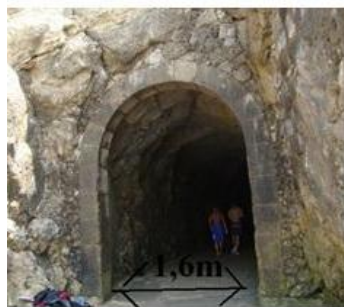


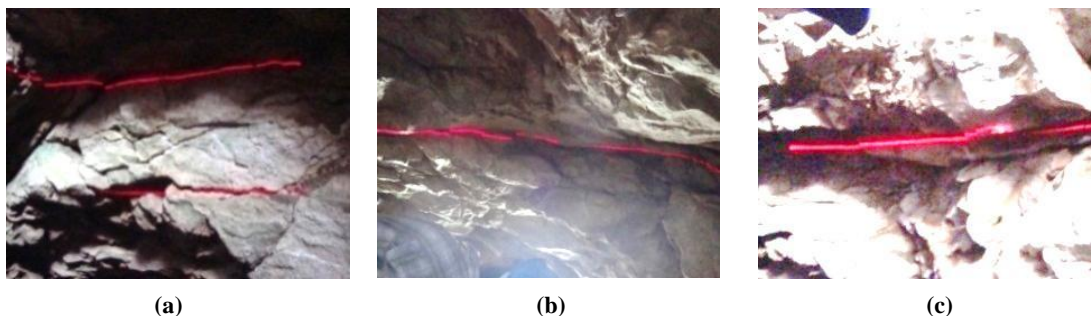
Figura 4.45- Zonamento geotécnico da galeria de prospeção e sua provável correspondência com o reconhecimento geológico exterior, no emboquilhamento sul



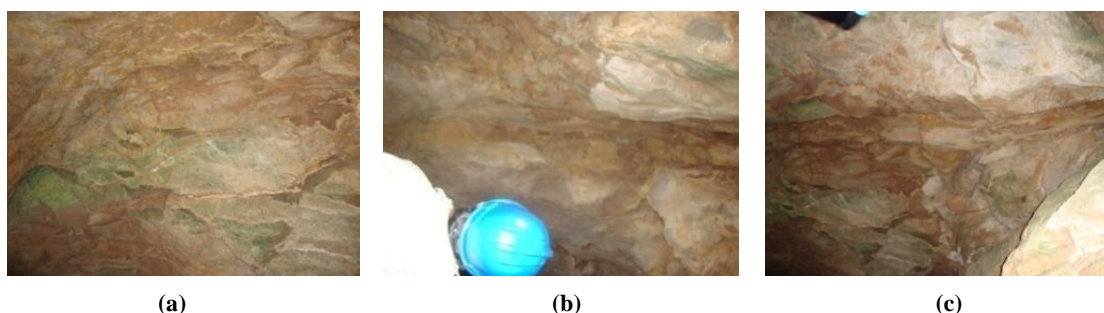


**Figura 4.46- Emboquilhamento do pequeno túnel do lado do mar**

A galeria de prospeção encontra-se em boas condições, apresentando nos trechos margosos-argilosos revestimento de um muro de alvenaria. A fracturação ocorre de forma generalizada com indícios de prolongamento em profundidade em diversas famílias de fraturas, devendo atender-se a este facto no momento da seleção do método de consolidação a adotar na intervenção que se venha a realizar. Exemplo da visualização da maior descontinuidade identificada na galeria de reconhecimento, SF (Figura 4.47) e CF (Figura 4.48) respetivamente.



**Figura 4.47– (a) a (c) - Descontinuidade encontrada, presente no teto e hasteais do túnel SF (Como escala, a luz vermelha mede 1cm)**



**Figura 4.48- (a) a (c) - Maior descontinuidade, presente nos hasteais e com a devida continuação no teto CF (como escala, observar a Figura 4.47 idêntica, mas sem flash)**

Como a galeria de reconhecimento está construída e a perspetiva é de manutenção, só interessa o uso potencial do tipo de revestimento definitivo, e é nesse ponto de vista, que faz sentido usar futuramente uma ou mais classificações geomecânicas, sendo um exemplo a de Bieniawsky ou a de Barton.

Exteriormente aos emboquilhamentos é nítido o elevado declive de 45°, e o risco que os utentes do túnel incorrem ao entrarem e saírem, em virtude dos mais de 30 m de altura, pelo que a manutenção da sinalização alusiva por tabuletas é imprescindível, assim como seria recomendável a presença de uma rede de segurança para os blocos potencialmente destacados.

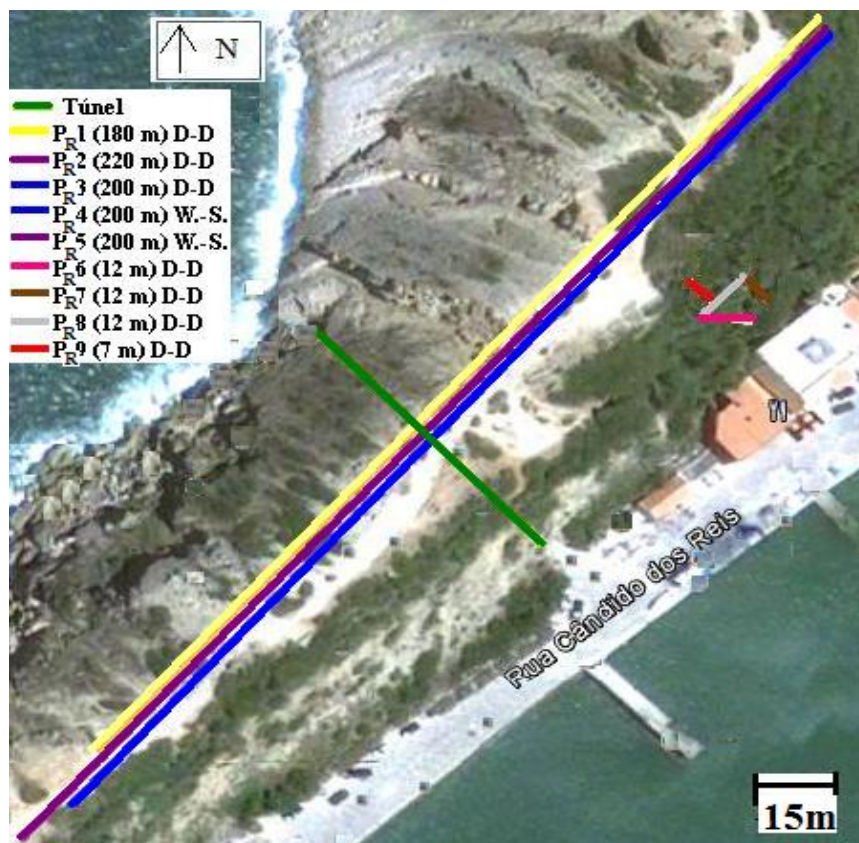
## 4.4. PROSPEÇÃO ELÉTRICA

### 4.4.1. PERFIS DE RESISTIVIDADE

O resistímetro usado foi o modelo “Syscal (marca do resistímetro usado) Junior Switch” com a característica multielétron e a funcionalidade multicanal que permitem obter por aquisição automática as leituras entre 24 a 72 eléctrodos. Esta última característica, conseguiu retirar a imensa morosidade na realização da prospeção, uma das grandes limitações num passado muito recente constituindo agora sim, uma ferramenta muito requerida nas universidades e empresas de prestação de serviços da especialidade.

A área em estudo parece subdividir-se face aos mecanismos de instabilização envolvidos, em duas áreas distintas. Na área interior, a prospeção eléctrica realizou-se no talude da baía que contém a traseira do ISN IP e do restaurante, com o objetivo de caracterizar geotecnicamente a zona instabilizada já anteriormente identificada.

Na **Figura 4.49** encontra-se a localização dos perfis de resistividade, em que os perfis 6 a 9 executaram-se na área interior, e os perfis 1 a 5 realizaram-se no topo do esporão nordeste, à baía de São Martinho, como melhor se ilustra na **Figura 4.50**. Estes últimos perfis realizaram-se com dois objetivos: caracterizar geotecnicamente aquele volume de solo em profundidade; e por consequência analisar os mecanismos instabilizadores da vertente do lado do mar.



**Figura 4.49-** Planta de localização dos 9 perfis de resistividade eléctrica (PR1 a PR9) e do túnel

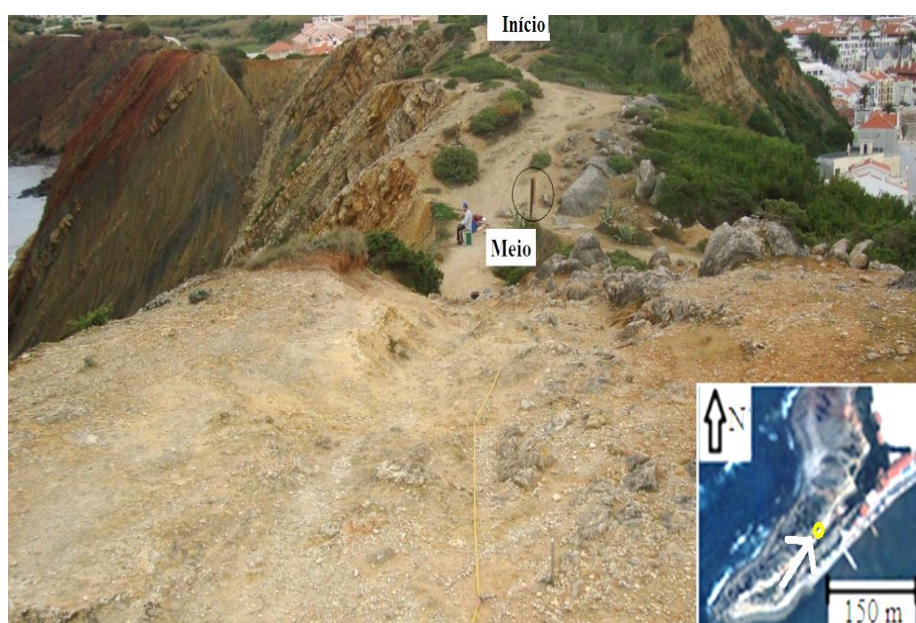
Complementarmente foi obtida a coordenada para cada eléctrodo através de dois *Global Positioning System* (GPS) distintos, XL (GPS modelo XL da marca Magellan) e o RS (GPS modelo RS800Sd da marca Polar).

Na área interior e apesar do praticamente inexistente acesso ao local, executaram-se perfis de resistividade elétrica com doze metros de comprimento, tendo-se obtido a coordenada do elétrodo inicial e final, encontrando-se em cada um pelo menos uma fotografia localizadora. No **Quadro 4.3** encontra-se fundamentalmente resumida a geometria e as condições anteriores e contemporâneas da realização de cada perfil elétrico. Um quadro um pouco mais completo do dimensionamento de cada dispositivo geolétrico, encontra-se no **Anexo I (4A)**.

Na **Figura 4.50** observa-se a localização aproximada do início e do meio da colocação dos elétrodos, sensivelmente a meio está indicada por uma elipse, uma tabuleta de perigo do IPTM IP, encontrando-se perto desta e ao lado esquerdo, uma pessoa sentada como escala.

**Quadro 4.3- Resumo de alguma informação geral geométrica, e outra (estado do tempo) sobre cada perfil de resistividade elétrica executado**

“N.º” do Perfil de resistividade elétrica	Comprimento (m)	Profundidade atingida (m)	Configuração	Estado do tempo	Área investigada (m <sup>2</sup> )	
1	200	24	D-D	Seco	2400	
4		37	W-S		3700	
2	220	24	D-D			2640
5		42	W-S	Húmido	4620	
3	180	24	D-D	Seco	2160	
6	12	2,6				15
7						
8						
9						



**Figura 4.50- Fotografia da colocação do alinhamento recto dos elétrodos no perfil PR4**

Encontra-se na **Figura 4.51**, a localização exata do centro do perfil PR5, de cota aproximada de 37m, desviado somente na horizontal em cerca de 10m, em relação à galeria de prospeção situada na sua vertical e melhor localizada inferiormente, à cota aproximada de 8m.





Figura 4.51- Resistivímetro Syscal Júnior e bateria Energy modelo E71018/3. Perfil PR5 a decorrer

#### 4.4.2. CONTROLO DE QUALIDADE EM LABORATÓRIO E NA PROSPECÇÃO

Quer na manutenção em laboratório (**Anexo I (4B)**) quer no decorrer da prospeção no campo, sempre que existiu a suspeita do funcionamento anómalo de algum cabo, elétrodo, vara, garra, bateria, analisou-se esse componente, com o amperímetro adquirido para o efeito.

Esses dois cuidados, no laboratório e no campo, potenciaram ao máximo o funcionamento do resistivímetro no campo (**Anexo I (4C)**), constatando-se a evolução da percentagem de leituras aproveitadas em cada perfil, como se verifica na **Figura 4.52**. Observa-se uma evolução traduzida pelo aumento em quantidade das medições realizadas em tempo seco, e que ultrapassaram os 70% no  $DP < 3\%$  (tratamento onde se aplicou um filtro para o Q ((desvio padrão)) de 3%, das pré-medições que originam uma leitura final, para valores 97% seguros das leituras obtidas *in situ* pelo Syscal) após o tratamento laboratorial. Numa segunda fase, constata-se o aumento da qualidade das mesmas, atingindo os 99% para um  $DP = 0\%$  (tratamento onde se aplicou um filtro para o desvio padrão de 0% das pré-medições que originam uma leitura final, para valores 100% seguros das leituras obtidas *in situ* pelo Syscal) quando realizadas em tempo húmido, de que é o melhor exemplo o perfil PR5. Ambas as manutenções foram a base que possibilitou, as interpretações seguintes.

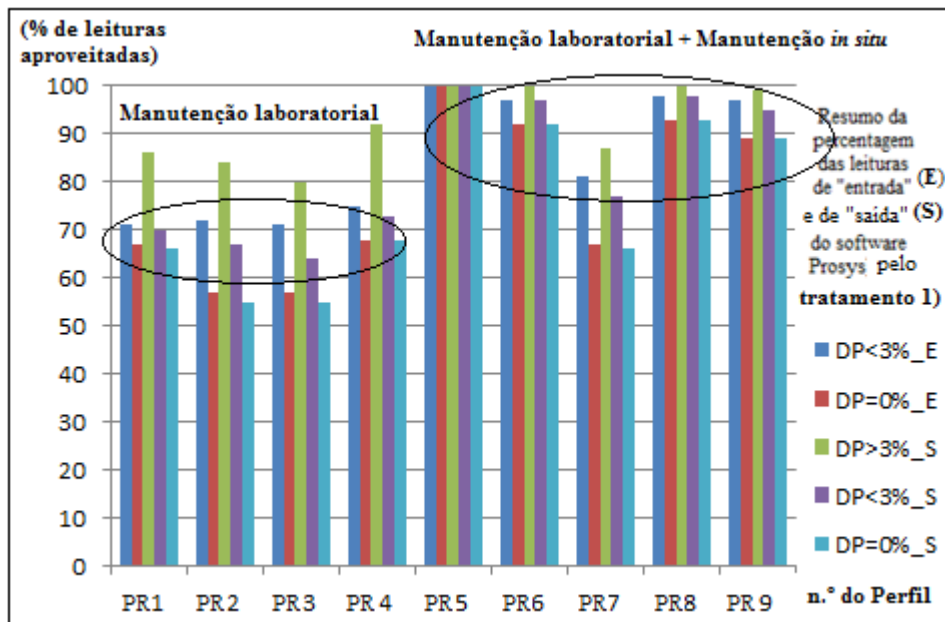


Figura 4.52- Resumo da percentagem de leituras aproveitadas de E (entrada, a qual inclui todas as resistividades brutas), e de S (saída, com o intervalo das resistividades corrigidas, ou seja sem resistividades ou voltagens negativas, entre outras), pelo tratamento 1) do desvio padrão associado, de 3% ( $DP < 3\%$ ) ou 0% ( $DP = 0\%$ ) (Correção onde se aplicou um filtro para valores 100% seguros das leituras obtidas *in situ* pelo Syscal) respetivamente no *software* Prosys

#### 4.4.3. CORREÇÕES E TRATAMENTOS INDIVIDUAIS EM CADA PERFIL DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA

Cada um dos nove perfis de resistividade elétrica (“P”), foi o resultado da criação de uma configuração geoeletrica, mais exatamente, de uma sequência onde se registou a geometria dos elétrodos, tendo estes sido alvo de pelo menos, um dos controlos de qualidade explicados em 4.4.2.

Estes perfis foram seguidamente sujeitos no máximo, a duas correções e três tratamentos, realizados pelos *softwares* Prosys e Res2dinv.

Uma correção envolve um recálculo das resistividades aparentes, originalmente fornecidas pelo resistivímetro, um tratamento por sua vez, envolve a seleção dessas leituras segundo determinado(s) critério(s), sem existir qualquer alteração ao valor das mesmas.

Efetuarão-se as seguintes duas correções e três tratamentos individualizados para cada perfil, ordenados sequencialmente da seguinte forma, e doravante assim indicados:

1) Tratamento do desvio padrão (DP). Este tratamento representa a variação quantificada pelo resistivímetro, do desvio padrão entre um certo número de valores de resistividade aparente, que dão origem a uma única leitura dimensionada na configuração. Este tratamento apresenta três versões, o tratamento do DP=0%, o DP<3% e o DP>3% (tratamento onde não se aplicou nenhum filtro para o desvio padrão de cada leitura final.).

2) Correção T (Topográfica). Esta correção, pode estar ausente (ST) como no caso do perfil PR6 ao PR9, ou ser realizada para cada elétrodo, através da cota obtida pelo GPS “XL”, TXL, ou TRS pelo GPS “RS800Sd” (correção topográfica em cada elétrodo com GPS RS800Sd).

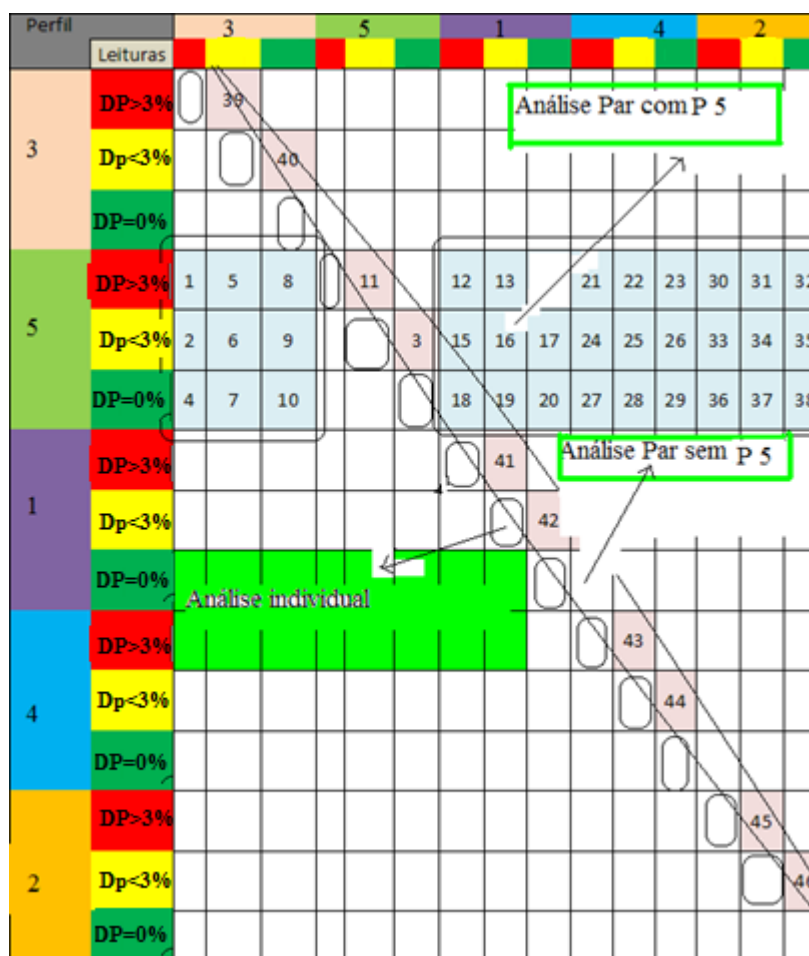
3) I (correção realizada para a Inversão). Nesta correção, foi criado um modelo, que resulta da compatibilização entre a resistividade aparente e a verdadeira, tendo sido cada perfil ajustado no *software* Res2dinv por um, dos seis documentos previamente realizados para o efeito.

4) F (tratamento de "forma"). Neste tratamento, analisou-se automaticamente e sem qualquer intervenção humana, as formas que resistividades aparentes idênticas, assumem.

5) V (tratamento de “Validação”). Este tratamento assenta diretamente no parâmetro “RMS” (erro quadrático médio) obtido na correção 3), e na percentagem de leituras validadas espacialmente, obtida na inversão. Indiretamente, estes dados são depois cruzados pelo tratamento estatístico realizado no tratamento 1). Deste entroncamento de informação, validou-se ou não, todas as correções e restantes tratamentos. A “percentagem de leituras” refere espacialmente, quais as leituras válidas e deteta-as em falta. O RMS, é um índice de maior ou menor facilidade que o *software* tem, aquando a criação do modelo que minimiza a diferença entre os valores de resistividade aparente medida e a calculada, apresentando-se em percentagem.

Cada perfil originou 162 (9 (perfis “PRE”) x 3 (“DP>3%/DP<3%/DP=0%”) x 3 (“ST/TXL/TRS”) x 1 (V) x 1(F) x 2 (I)) análises individuais. Cada uma destas análises individuais foram também cruzadas entre si, originando as análises coletivas mencionadas na **Figura 4.53**.

Este género de procedimento, parece ser o mais científico, para a área investigada.



**Figura 4.53- Análise individual e coletiva entre os perfis de resistividade elétrica. A simbologia adotada na vertical é idêntica à horizontal, fazendo-se a sua associação pela cor**

Cada análise individual (coincidência da cor do cruzamento horizontal com a vertical) exemplo: PR1\_DP>3% (Perfil 1, tratamento 1, cor vermelha), encontra-se imediatamente na elipse, por baixo ou ao lado da linha oblíqua lilás, tendo-se realizado em cada uma destas análises no máximo, duas correções e três tratamentos.

Cada uma destas correções e tratamentos mereceu uma atenção evolutiva, tendo-se analisado ainda a contribuição de cada um destes, no perfil final. Cada número na linha oblíqua lilás, representa uma análise coletiva par, resultante de duas individuais, do mesmo perfil. Por exemplo, a análise do n.º 44 compara o perfil PR4\_DP>3% com o PR4\_DP<3%.

Cada número azul significa uma análise coletiva par, de duas análises individuais de dois perfis de resistividade elétrica distintos, sendo um o PR5. O facto de ser o PR5 encontra-se posteriormente justificado.

Por norma, realiza-se só a interpretação do tratamento do desvio padrão 1), parcialmente o item “3” e por arrasto, um dos 2 elementos do tratamento de validação do item “5”. A abordagem nesta dissertação levou contudo a uma análise mais honesta e mais completa, de que é exemplo a sequência de correções e tratamentos de “1” a “5”. Mais honesta, porque normalmente a interpretação fica logo descredibilizada pela ausência parcial de “5”, devido possivelmente a uma quantidade reduzida de leituras de boa qualidade, que diminuem assim que se aplica um filtro no tratamento 1). Esse estudo estatístico que quantifica o desaparecimento das leituras de mais fraca qualidade, foi realizado para esta dissertação. Essa redução conduz ao aparecimento de zonas “sombra”, ainda maiores e em maior quantidade, se não existiu a manutenção laboratorial do

equipamento e o controlo da prospeção *in situ*. Mais completa, porque o item “3)”, que normalmente permanece sob a forma das definições padrão, foi alvo de dimensionamento de todos os seus parâmetros, cerca de 60, por forma a estes estarem o mais ajustados possível, ao modelo do caso de estudo.

A ordem dos tratamentos adotada foi a seguinte, por se entender ser a mais lógica, mas desde que estas correções e tratamentos sejam realizados, ela é irrelevante para a interpretação final.

#### **4.4.3.1. TRATAMENTO DO DESVIO PADRÃO DE CADA MEDIÇÃO FINAL (Tratamento 1)**

É possivelmente um dos tratamentos mais importantes, o tratamento da qualidade dos dados obtidos pelo resistivímetro.

Idealmente, se por exemplo, as três pré-medições dimensionadas fossem idênticas, a corrente injetada percorreria exatamente a mesma trajetória sem desvios, assim, a leitura final teria um  $DP=0\%$  das três pré-medições que lhe deram origem. Essa leitura final é no entanto, apenas uma, das muitas que constituem uma configuração geoeletrica.

A linha de raciocínio desde o primeiro instante foi a de seleccionar em primeiro lugar, a maior quantidade possível de leituras finais com o  $DP<3\%$ , e por arrasto as do  $DP=0\%$ . Estas correspondem respetivamente, a medições 97% ou 100% “seguras” no Syscal, por forma a se poder ter os melhores resultados possíveis, ou seja, a identificação da galeria de prospeção em tempo seco, das camadas... e com isso, melhor esclarecer o mecanismo instabilizador dos terrenos, na área instabilizada.

Num perfil eléctrico com o tratamento  $DP>3\%$ , que apresenta uma resistividade muito elevada, superior a um milhão, considera-se que essa resistividade tende para o infinito e portanto, se detetou uma anomalia, contudo, a gama de resistividades de toda a área do perfil é tão elevada, que não dá muitas vezes, para se ter sequer uma primeira ideia, dos valores das classes inferiores a essa resistividade infinita.

O tratamento do  $DP>3\%$  é utilizado assim, para uma primeira despistagem da existência ou não de anomalias. Comparado com este tratamento, as medições seleccionadas do  $DP<3\%$  e  $DP=0\%$  são precisas e muito mais seguras, a fornecer pela sobreposição, os valores de resistividade fora das anomalias identificadas pelo  $DP>3\%$ , que confirma as anomalias. Essa obtenção da resistividade fora da anomalia, com 97% ou 100% de segurança, só se sabe quando o  $0\%=DP<3\%$ , caso se verifique um adequado aproveitamento de leituras, no tratamento 5).

A gama das resistividades em regra encurta tão mais significativamente, quanto mais resistivo esse *outlier* removido for, tornando-se então, a escala de resistividade do  $DP<3\%$  mais “apresentável”, sem se perder a informação do  $DP>3\%$ , pois esta foi interpretada anteriormente.

As medições dos nove perfis, foram assim primeiramente recolhidas no tratamento 1)  $DP>3\%$ , executou-se seguidamente sempre o tratamento  $DP<3\%$ , e só nessa fase, mediante o critério puramente estatístico, se decidiu executar ou não, o tratamento  $DP=0\%$ .

O  $DP<3\%$  é vulgarmente usado pelas boas práticas correntes e o  $DP=0\%$  foi utilizado no artigo (Gyulai, Ormos, & Dobroka, 2010), sendo um  $DP<1\%$  (Tratamento onde se aplicou um filtro de 1% de erro das leituras obtidas *in situ* pelo Syscal), utilizado em (Zhu, Currens, & Dinger, 2011).

#### 4.4.3.2. CORREÇÃO TOPOGRÁFICA 2D E 3D (Correção 2)

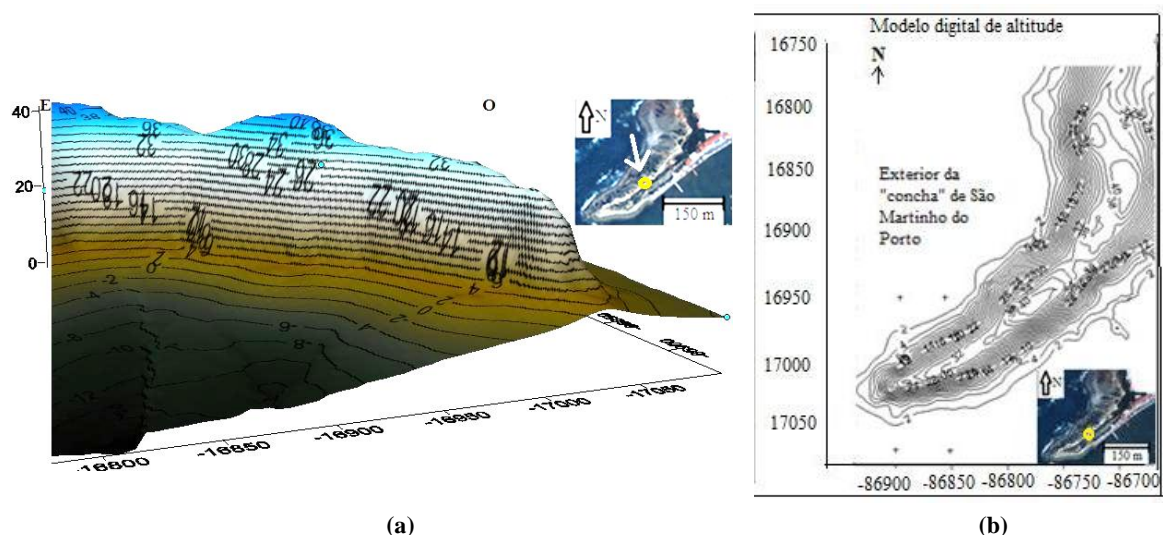
Para esta correção, extraíram-se dos dados topográficos disponíveis, levantamento topográfico da Câmara de Alcobaça, do GPS “XL” e do GPS “RS800Sd”, as coordenadas necessárias para:

- a) A incorporação das cotas atualizadas de cada um dos elétrodos, que foram realizados no topo do esporão (Perfil PR1 a PR5).
- b) O perfil geotécnico 2D, que intersetando a arriba, desde o sopé do lado sul até ao lado norte, segue o alinhamento do túnel.
- c) O modelo a 3D em (Computer Aided Drafting ) “CAD”, primeiro para o MDA (**Figura 4.54**), e posteriormente para o MDT, de todo o esporão.

As correções topográficas podiam-se fazer de cinco formas: baseando-se no Google Earth; na carta militar 1:25.000 IGeoE; pelo GPS Magellan XL; pelo GPS RS800Sd, ou no levantamento topográfico da Câmara Municipal de Alcobaça. O Google Earth foi afastado, pois não se coaduna com um trabalho profissional, a resistividade aparente seria recalculada de uma forma que não é a recomendada pela bibliografia da especialidade, só para dar um exemplo, este apresentava cotas positivas altas no mar, bem afastado da costa, diga-se. A carta militar 1:25.000 por si só, não apresenta uma precisão suficiente. Restava o GPS XL, o GPS RS800Sd e o levantamento topográfico.

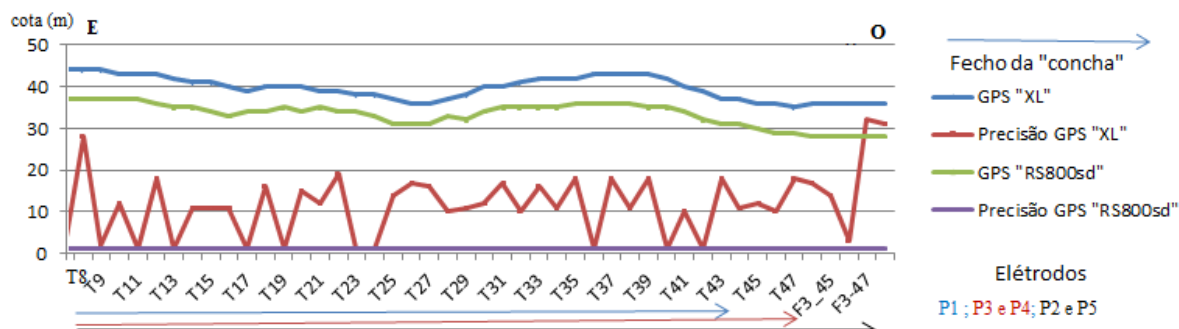
Devido ao número insuficiente de leituras do levantamento topográfico da CM, a escolha circunscreveu-se ao GPS XL e ao GPS RS800Sd. Para saber-se qual o mais preciso, realizou-se o tratamento apresentado na **Figura 4.55**.

No caso dos perfis (PR6 a PR9) realizados na área instabilizada, como não foi possível retirar-se os pontos cotados através dos GPS, por causa da densa vegetação, utilizou-se o levantamento topográfico de Alcobaça para os localizar, uma vez que esta correção encontra-se para estes perfis ausente.



**Figura 4.54-** (a) MDA 3D criado no Surfer; (b) Modelo topográfico 2D (Coordenadas militares, datum Lisboa)





**Figura 4.55-** Cotas obtidas pelo GPS Magellan “XL” e pelo “RS800Sd” de cada elétron, a azul e verde respectivamente, do perfil PR1 a PR5. A precisão respectiva, corresponde à cor vermelha e lilás

Pela análise comparativa, chegou-se à conclusão que a evolução qualitativa, das cotas registadas no GPS “XL” e no “RS800Sd” na **Figura 4.55**, era muito similar (linha azul e verde), mas as cotas de um mesmo ponto, algo diferentes. Comparando com o levantamento da CM, e pela experiência no campo, optou-se por se utilizar para cada elétron a cota indicada pelo RS, bastante similar senão idêntica, aos poucos pontos suscetíveis de comparação com o levantamento da CM. A resolução de ambos os GPS foi idêntica (1 metro), mas a precisão destes, só coincidiu em poucos pontos.

#### 4.4.3.3. CORREÇÃO NA “INVERSÃO” (Correção 3)

Um dos quebra-cabeças e sem dúvida, um dos pontos mais complexo dos 5, se, os dados forem de má qualidade. Este levou mais tempo a ser compreendido, pois a informação disponível para melhor se fazer o ajuste ao caso de estudo, no *software* Res2dinv, através das suas mais de 60 opções é muito técnica e de recolha bibliográfica escassa. Dando um exemplo prático, se o nosso reconhecimento de superfície apresenta alinhamentos de camadas horizontais e paralelas muito bem definidos, existe um campo no *software* que pede esse valor preferencial que advém do reconhecimento de superfície. Por exemplo, se esse valor oscila entre 1 e 2, sendo o usado por defeito pelo software, para camadas com inclinação de 45° com a horizontal, o valor 1.5, este deveria ser 1, o indicado para camadas horizontais. É óbvio que esse é somente um dos 63 parâmetros.

Apesar do valor colocado em cada parâmetro não estar justificado nesta dissertação, ele encontra-se indicado em cada um dos 6 documentos pré-dimensionados (**Anexo I (4D)**), podendo existir modificações pontuais num ou noutro parâmetro.

Existem duas possibilidades possíveis, para cada tratamento do  $DP > 3\%$ ,  $DP < 3\%$  ou do  $DP = 0\%$ . A segunda opção difere da primeira, devido à duplicação virtual dos elétrons reais, que apesar do maior tempo de processamento, conduzem a uma percentagem de RMS por norma inferior, sendo a percentagem do RMS, um dos dois parâmetros de qualidade do perfil, no tratamento 5).

#### 4.4.3.4. TRATAMENTO DE “FORMA” (Tratamento 4)

Para a identificação e só a identificação de formas de resistividade aparente semelhante, constatou-se que a melhor abordagem é trabalhar-se com o tratamento 1)  $DP > 3\%$ . Neste tratamento, o agrupamento de resistividades idênticas é realizado sem qualquer intervenção

humana, e é particularmente útil na despistagem da existência em cavidades. Neste tratamento, a preocupação não foi quantificar as resistividades aparentes, que cada forma assume. Esta não é aliás, uma propriedade mensurável intrínseca dos terrenos ao contrário da resistividade obtida na correção 3).

É de salientar que existem formas perfeitamente localizáveis e comuns a todos os tipos de tratamento ( $DP>3\%$ ;  $DP<3\%$ ,  $DP=0\%$ ) e que validam, quase por si só, os perfis. Outra vantagem é que com estes tratamentos consecutivos e altamente específicos, descobrem-se pontualmente formas idênticas, com resistividades iguais, mas que estavam invisíveis devido à grande amplitude da gama de resistividades do  $DP>3\%$ ).

#### **4.4.3.5. TRATAMENTO DE VALIDAÇÃO (“V”) "RMS E PERCENTAGEM DE LEITURAS VÁLIDAS" (Tratamento 5)**

Todas as análises das correções 2) e 3), e tratamentos 1) e 4), só passam a ser válidos, após o cruzamento com este tratamento 5), que confirma ou não essa informação. Neste último caso, este não refuta essas conclusões, indica somente, que não existem leituras válidas que suportem aquela consideração. Na **Figura 4.56** observam-se quais foram as leituras consideradas válidas espacialmente no Res2Dinv, uma vez que no *software* Prosys, essa informação completamente relevante para o cruzamento e credibilidade dos perfis, não é colocada de uma forma imediata, mas através de duas colunas que representam as coordenadas de cada eletrodo e a terceira, a coluna da resistividade aparente medida.

Apresentam-se seguidamente os dois critérios que alicerçam uma ponderação, para a melhor comparação entre perfis distintos de idênticos dispositivos geoeletricos, o “RMS” e a “percentagem de leituras”. O primeiro parâmetro, é o atribuído na correção 3) inversão, e o segundo, é obtido para cada tratamento 1) ( $DP>3\%$ ,  $DP<3\%$  e  $DP=0\%$ ) e significa a percentagem de leituras aproveitadas, associadas à sua distribuição espacial na configuração.

O RMS quantifica a diferença existente entre o modelo de resistividade aparente, e o modelo de resistividade calculada, quando se executa a correção na inversão. Não se atribuiu ao *software* Res2dinv, um filtro especial dos valores de resistividade, além daqueles cuja impossibilidade se conhece e que se encontram à frente referidos. Dito de outra forma, não se excluíram as medições “anómalas” de que são exemplo as “infinitas”, mas sim as resistividades e voltagens negativas, por exemplo.

No final da correção 3) na inversão é obtido automaticamente um RMS em percentagem, que não deve ser confundido como “o” grau de qualidade do perfil final, não em primeiro plano. O pensamento intuitivo previsível, de quem está menos familiarizado diariamente com a realização e interpretação para diversos fins, da geofísica elétrica, e que é normalmente o seguinte: “o melhor perfil é aquele cuja menor percentagem de RMS for possível de se conseguir”. Essas incontáveis tentativas e muitas suavizações, que distorcem os valores de resistividade aparentes, só desacreditam a interpretação e pior, resumem-na a um número, pelo que idealmente tentou-se ter a tal percentagem de RMS o mais baixa possível, não à custa de distorções/suavizações em que se acumule erros em cima de erros, mas sim à custa de uma manutenção laboratorial cuidada, prospeção e correções como a topográfica, entre outras, que permitam ao método geofísico elétrico, obter a máxima credibilidade possível.

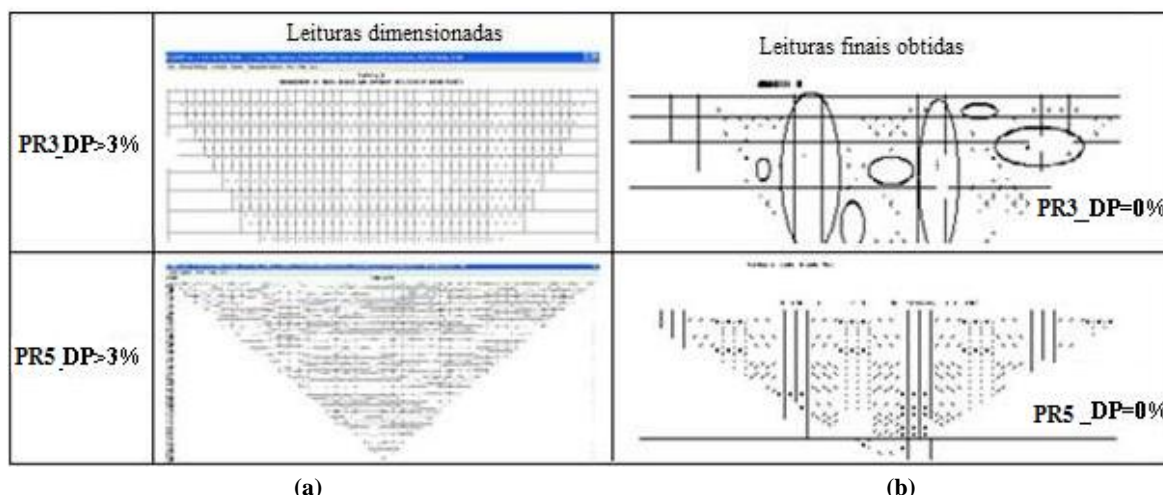
O segundo critério importante é a percentagem de leituras válidas. Dando um exemplo paralelo de fácil compreensão. Se criarmos um MDA 3D com base nos dados de uma carta topográfica (1/25.000), e atribuírmos a um ponto, uma cota muito diferente das vizinhas, mas que se sabe correta, o programa que vai criar o MDA, pode eliminar ou suavizar esse *outlier*, por ele

considerado. No entanto, se a cota está correta, seria um erro deixar o *software* seguir esse caminho. Assim, o mesmo se passa com a criação dos modelos dos perfis de resistividade.

Consegue-se, por via de um parâmetro forte como o Q (desvio padrão) da medição final originada pelas pré-leituras obtidas no Syscal, e o correspondente “DEV” no Prosys, entre outros, e chamar a responsabilidade ao programador, de por exemplo, na correção DP=0% “Q=0; & DEV=0 para um exemplo de dez pré-leituras que originam uma leitura final (“stacks (é o número de leituras virtuais que resultam numa única leitura real com um desvio padrão associado, “medida” pelo resistivímetro) 3/10”) ter uma confiança naqueles valores registados pelo resistivímetro, idêntica à confiança naquela cota da carta topográfica validada espacialmente.

O problema é quase sempre outro. Muitas vezes, essas medições excelentes limitam-se a 30% ou 40% dos valores registados pelo resistivímetro, quando existem, e se o perfil for razoavelmente realizado, porque surgem erros e outras situações difíceis de controlar, que tornam o perfil com imensas “zonas sombra”, facilmente detetáveis pelo tratamento 5), que devido à sua complexidade, no que toca à sua interpretação, à experiência, conhecimentos técnicos e principalmente tempo que obrigam no cruzamento de dados, raramente são alvo de investigação ou sequer de abordagem.

Na **Figura 4.56**, comparou-se as medições pré-dimensionadas idealmente, e as obtidas, por exemplo, no pior caso, o do perfil PR3, através da evolução do tratamento 1) do DP>3% para o do DP=0%. O melhor exemplo, o do PR5\_DP<3%, encontra-se também analisado.



**Figura 4.56- (a) Medições dimensionadas; (b) Medições validadas espacialmente, no final de todos os tratamentos e correções**

Na **Figura 4.52**, no PR5, as leituras obtidas quase que se sobrepuseram a todas as pré-dimensionadas o que vai de encontro à análise estatística do PR5\_DP=0%. Neste, consegue-se validar o perfil quase na sua totalidade (99%).

No perfil PR3 as leituras obtidas foram substancialmente menores do que as programadas, o que acontece na totalidade dos perfis que se obteriam e que não seguissem quer a manutenção laboratorial, e a inspeção *in situ*.

Mesmo assim, nestes perfis ainda se consegue aproveitar algumas zonas de análise e validá-las, embora tal se deva fazer, através de uma ponderação para as áreas comuns. Este género de validação foi elaborada para os restantes perfis, e todas as informações prestadas nesta dissertação, passaram este crivo.

Este tratamento revela localização espacial das medições da resistividade aparente no tratamento do DP>3%, para o DP<3%, e DP=0%, assim como revela a localização dos dados de entrada (“E”) e saída (“S”), nos dois *softwares*, Prosys e Res2dinv.

No Prosys, foram quantificadas as medições antes “entrada”, e depois “saída”, da aplicação dos filtros, de resistividade negativa e voltagem negativa. Assim, adotou-se a terminologia, por ex: “DP>3%\_E” (“tratamento 1) do DP>3%, com dados de entrada “E”) ou DP=0%\_S, (“tratamento 1) do DP=0%, com dados de saída “S”).

#### 4.4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS CORREÇÕES E TRATAMENTOS

O resumo estatístico individual de cada tratamento 1) DP>3%, DP<3% e DP=0% “percentagem de leituras” da **Figura 4.52**, obtida no Prosys e no Res2dinv, encontra-se no **Quadro 4.4**, **Figura 4.5** e no **Quadro 4.6**, selecionando-se a **verde** o tratamento 1) passível de análise, e cujos critérios para a sua escolha, foram individualmente ou conjuntamente os seguintes:

- Aproveitamento mínimo das leituras pré-dimensionadas, em cerca de 80%.
- RMS máximo na ordem dos 40%.
- Excepcionalmente, foram admitidas análises de perfis como o PR2\_DP=0% e o PR4\_DP=0%, que apesar de falharem no critério da percentagem das leituras aproveitadas, o cruzamento da sua análise individual com outros perfis (**Figura 4.53**), originou algum tipo de informação interessante, devidamente desenvolvidos nos capítulos subsequentes. São estes tratamentos dos perfis, que serão alvo de investigação.

**Quadro 4.4- Análise do tratamento DP>3%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último**

	Tratamento 1) DP>3%								Tratamento 5) "RMS"	
		Nº de leituras		%	Nº de leituras		%			
(% RMS)									RMS (%)	
Software		Prosys			Res2dinv					
Medições		E	S	S	E	S	E	S	E	S
Área	Perfil									
Área interior (ZE)	PR6	574	574	100	553	553	96	96	17	17
	PR7	574	501	87	551	484	96	84	ND	163
	PR8	574	571	100	553	551	96	96	45	42
	PR9	303	292	99	282	273	93	90	42	35
Área exterior (ZI)	PR1	486	420	86	473	407	97	84	166	131
	PR2	553	465	84	531	443	96	80	ND	231
	PR5	996	995	100	996	996	100	100	9	6
	PR3	486	390	80	474	378	98	78	ND	233
	PR4	458	421	92	449	412	98	90	171	163

**Quadro 4.5- Análise do tratamento 1) DP<3%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último**

	Tratamento 1) DP<3%										Tratamento 5) "RMS"		
		Nº de leituras			%	Nº de leituras		%					
(% RMS)												RMS (%)	
Software		Prosys					Res2dinv						
Medições		E	S	E	S	E	S	E	S	E	S		
Área	Perfil												
Área interior (ZE)	PR6	559	559	97	97	539	539	94	94	16	16		
	PR7	464	439	81	77	445	426	78	74	128	114		
	PR8	561	560	98	98	541	540	94	94	35	34		
	PR9	295	287	97	95	276	269	91	89	40	35		
Área exterior (ZI)	PR1	347	338	71	70	347	338	72	70	57	51		
	PR2	398	368	72	67	398	368	72	67	75	71		
	PR5	995	994	100	100	995	994	100	100	8	4		
	PR3	343	310	71	64	343	310	71	64	151	ND		
	PR4	341	333	75	73	341	333	75	73	50	43		

**Quadro 4.6- Análise do tratamento 1) DP=0%. Resumo do aproveitamento dos dados de entrada (“E”) ou saída (“S”), do Prosys e no Res2dinv, com o RMS associado neste último**

	Tratamento 1) DP=0%									Tratamento 5) "RMS"		
		Nº de leituras		%		Nº de leituras		%				
(% RMS)											RMS (%)	
Software		Prosys				Res2dinv						
Medições		E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	
Área	Perfil											
Área externa (ZE)	PR6	526	526	92	92	520	520	91	91	13	13	
	PR7	382	376	67	66	372	369	65	64	38	34	
	PR8	536	536	93	93	525	525	91	91	32	32	
	PR9	271	268	89	89	257	254	85	84	35	31	
Área interna (ZI)	PR1	324	322	67	66	324	322	67	66	36	35	
	PR2	313	302	57	55	313	302	57	55	50	45	
	PR5	989	989	100	100	989	989	99	99	4	2	
	PR3	275	266	57	55	275	266	57	55	82	67	
	PR4	313	313	68	68	313	313	68	68	20	20	

Foram compiladas a gama das resistividades (**Quadro 4.7**), nomeadamente, a medição mínima e máxima, obtidas pelo resistivímetro. A resistividade máxima, nomeadamente e só, a infinita, é associada à deteção de ar, podendo-se possivelmente, associar a cavidades ou descontinuidades importantes, nas quais este elemento se encontre presente.

**Quadro 4.7- Intervalo da resistividade mínima e máxima, em cada tratamento 1) de cada perfil DP>3%, DP<3% e DP=0%, compilado através *software* Prosys ou no Res2dinv**

	Tratamento 1) DP>3%, DP<3% e DP=0%										
	Resistivida de	Mínima				Máxima					
	<i>Software</i>	Pro.	Res2.	Pros	Res2.	Prosys	Res2dinv	Prosys	Res2dinv	Prosys	Res2dinv
	Correção	S									
	Perfil	DP<3%		DP=0%		DP>3%		DP<3%		DP=0%	
Área interior	PR6	5	3	5	3	600	4500	600	3434	526	2804
	PR7	5	4	5	2	19832288	11474238	16611891	10973202	8138	6320
	PR8	1	1	1	1	787	4800	786	5413	786	8769
	PR9	9	5	11	5	848	1200	840	822	840	1000
Área exterior	PR1	14	2	14	3	7523508	4977168	67509	50465	5853	4726
	PR2	9	2	11	1	15451185 6	87012631	57645	43641	4926	4005
	PR5	24	4	24	4	317	704	317	911	315	1346
	PR3	9	3	9	2	20778406	12544218	2576920	1726377	911286	641795
	PR4	25	4	25	5	9012850	5544641	11900	9409	1326	1128

Nota-se claramente que os tratamentos nomeadamente logo no DP>3%, dos restantes perfis o PR5 ao PR9, realizados posteriormente à segunda manutenção, mencionada **Figura 4.52**, e dos perfis PR6 ao PR9 compilados no **Quadro 4.5**, apresentam uma percentagem de aproveitamento de medições superior, à existente no perfil PR1 a PR4, ou dito de outra forma, anteriores às manutenções já referidas.

Tal facto possivelmente não é alheio, a baixa percentagem de RMS, obtida seguidamente a essas manutenções em todos os perfis, também esta, um dos objetivos comeditos a serem atingidos.

O perfil que melhor cumpriu os dois primeiros critérios foi o PR5, dimensionado com cerca de 1000 leituras, e que apresentou um aproveitamento das mesmas no tratamento 1) do DP=0% de (99%), associado a um RMS de 2%.

Em todas as evoluções nos tratamentos 1), a percentagem de leituras válidas, diminuiu para DP<3%, primeiro critério, e ainda mais para DP=0%, fazendo-se sentir mais em alguns perfis do que noutros. No segundo critério, a percentagem de RMS diminui, como já era esperado.

As resistividades mínimas foram sempre superiores a 0 nos dados de saída.

Globalmente, a anomalia “infinita”, era esperada nos perfis de resistividade elétrica da área exterior. Na realidade, nestes 5 perfis, só no “PR5” esta não apareceu.

PR5 foi não só o melhor perfil, como também o único dos da área exterior, que foi realizado num dia húmido, com precipitação relevante na semana que o precedeu. Às condições climatéricas anteriores a esse dia, correspondem episódios pluviosos abundantes, ao contrário de todos os restantes perfis, que foram realizados numa semana seca.

Desta forma, o PR5 apresentou uma extraordinária condutividade e a consequente baixa resistividade, camuflando de certa forma, as anomalias detetadas em todos os outros 4 perfis. O motivo é a elevada condutividade da água que penetrou desde o topo da arriba até à cota da galeria de prospeção, pois no interior desta, era visível gotejamento do teto, encontrando-se esses locais devidamente referenciados, sensivelmente desde metade do túnel, até ao emboquilhamento do lado do mar.

Tal facto foi aferido, pelo maior número de descontinuidades, especialmente E-W, obtido pelo método de amostragem linear no interior do túnel nesse troço.

Nos perfis da área do lado interior da arriba, a presença de anomalias não seria tão expetável que aparecesse. De salientar que os 11.400.000Ω.m lidos no perfil PR7, foram medidos no perfil de resistividade cujo declive era maior, e só foi possível de ser realizado com o auxílio de técnicas e de equipamento de escalada. Mais nenhuma informação pode ser retirada, deste facto.

Assim e com estes pressupostos todos atingidos, possibilitou-se de seguida a interpretação dos perfis, uma interpretação não individual mas sim coletiva (**Figura 4.53**), uma vez que esta contempla pelo menos, duas análises individuais, que contemplam cada qual por sua vez, no máximo, as duas correções e três tratamentos possíveis já oportunamente referidos.

#### 4.4.5. DESCRIÇÃO COLETIVA DE PERFIS DE RESISTIVIDADE NA ÁREA EXTERIOR

Uma vez obtidas as 162 análises individuais mencionadas na **Figura 4.53**, e discriminadas as suas variáveis no **Quadro 4.8**.

Apesar das conclusões que esta análise suscitou, estas não foram todas incluídas na dissertação, referindo-se então somente o método pelo qual estas foram obtidas. Foi possível executar-se uma análise ponderada comparativa entre diferentes tratamentos do mesmo perfil (cor lilás), seguida de uma segunda análise coletiva (cor azul), em que um dos perfis intervenientes foi o PR5 (**Figura 4.53**).

**Quadro 4.8- Tabela, cujas variáveis foram analisadas individualmente e coletivamente (Figura 4.53)**

P	Tratamento	Resistividades		Investigação Sugerida (m)		Especificidades				
		Contrastantes	Maioritária	Sup.	Prof.	Forma	Comprimento (m)	Z (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Outra
1	PR3_DP>3 %_TR	Três	Sim	(1;2)	(1;9)	Vertical	10	3	4082	Dia seco
P	Tratamento	Células			Configuração		C/st			
		Elevadas		Baixas	D -D	Wenner – Sch.	Diferença com e sem correção topográfica			
1	PR3_DP>3 %_TR	Resistividades elevadas		coordenada (80;95)	Sim		Contraste			

Apresentam-se agora os critérios a favor, de ser o perfil PR4 (realizado em tempo seco), por validação indireta do PR5 (realizado em tempo húmido), a cruzar com os restantes tratamentos e correções dos perfis, de idêntica configuração geoeletrica. Tal, totalizou as trinta e oito situações da análise coletiva (cor azul) da **Figura 4.53**:

1. O perfil PR5 no tratamento 1), realizou com sucesso todas as leituras pré-dimensionadas, como é normal num ensaio muito bem realizado, tendo obtido um aproveitamento de leituras de 100% em DP<3%, e 99% em DP=0%.
2. O perfil PR5, no tratamento 5) não apresenta nenhuma “zona sombra”.
3. O perfil PR5 tem 996 medições pré-dimensionadas, sendo que cada uma dessas medições foi repetida três vezes, sendo o desvio padrão destas últimas, inferior a 3%. Na prática, a corrente foi injetada pelo menos em três vezes distintas, seguiu a mesma trajetória em profundidade, e esses 3 valores originaram uma das 996 leituras finais do Syscal. As praticamente inexistentes medições finais com um desvio padrão superior a 3%, resultam de entre 4 a 10 pré-leituras, o maior número dimensionado entre todos os perfis. Este perfil teve uma duração, 4 a 5 vezes superior aos restantes e só foi possível de ser realizado, devido à bateria comprada especificamente para o efeito.
4. O perfil PR5 atinge uma profundidade investigada em redor de 40 m, pela configuração W-S.

Cuidados a ter em conta:

- A. No perfil PR5, nos dois dias anteriores à sua realização, choveu abundantemente pelo que o valor das resistividades deste perfil, complementam sem substituir, a informação dos outros perfis realizados no tempo seco.
- B. O perfil PR5 deve permitir após a correção 3) na inversão, conclusões semelhantes ao PR4 realizado em clima seco. Nesta situação, os valores de resistividade adotados para comparação são os do perfil PR4 e não os de PR5. Ambos serviram somente para se ter uma ideia da sua variação entre o clima seco e o húmido, em todas as litologias da área analisada desta dissertação. Se o perfil PR4 tem uma percentagem de leituras bastante inferior ao PR5, mas as conclusões, após ambas as inversões e no que respeita à identificação das camadas é semelhante, então pode-se indiretamente, validar PR4 pelo PR5. Desta forma os perfis PR5, PR4 e PR2, validaram-se mutuamente, independentemente de terem configurações ou condições na sua realização distintas, como à frente se vai comprovar.

Consoante o objetivo, exemplo: identificação de anomalias, formas e outras estruturas, aproveitou-se o tratamento 1) mais suportado pela estatística (Quadro 4.9).

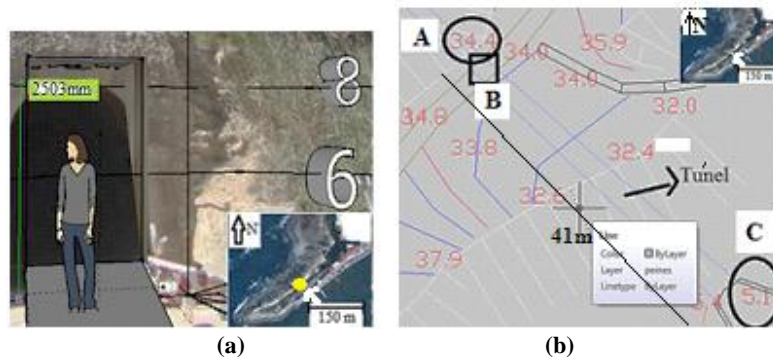
**Quadro 4.9- Resumo dos tratamentos 1) analisados em cada perfil, consoante o objetivo (deteção de anomalias, formas de resistividade idênticas ou outras estruturas)**

	Tratamento 4) “Forma”			Configuração
Perfil com tratamento associado	Anomalias	Formas	Outros alinhamentos	
PR3_DP>3%_S		X		D-D
PR5_DP<3%_S e DP=0%_S	X	X	X	W-S
PR1_DP>3%_S		X		D-D
PR4_DP>3%_S e DP<3%_S	X	X	X	W-S
PR2_DP>3%_S e DP=0%_S	X	X		D-D
PR6_DP=0%_S	X			
PR7_DP=0%_S				
PR8_DPR3_S				
PR9_DPR3_S				



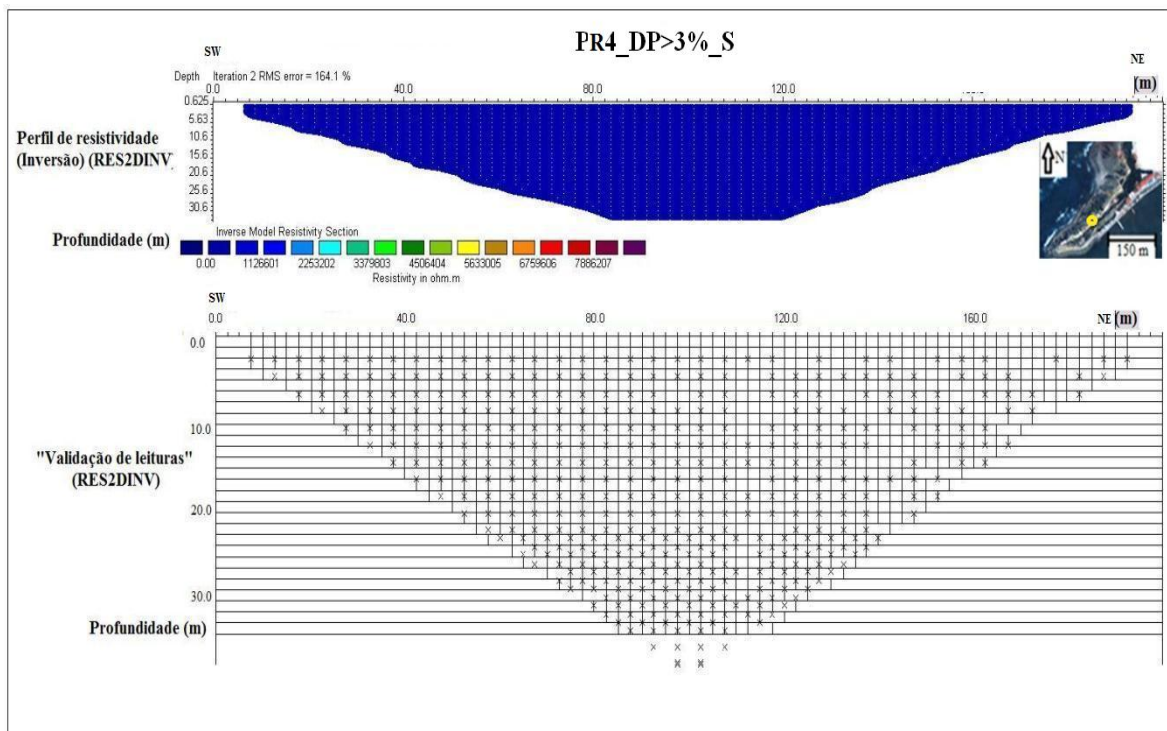
#### 4.4.5.1. ANOMALIAS

As anomalias foram o primeiro item a ser estudado, pois tinha-se antecipadamente conhecimento da existência do túnel, cuja base situa-se aproximadamente à cota 6 metros e o seu topo, em redor dos 9 metros (**Figura 4.57**). Esta estrutura, em caso de deteção serviria como “calibração” de outras anomalias que eventualmente existissem. O aspeto mais importante para credibilizar o estudo de prospeção geofísica é o túnel, validando-o, validam-se as restantes anomalias e por consequência, todas as informações inerentes.



**Figura 4.57- (a) Entrada sul do túnel no MDT 3D; (b) Levantamento topográfico da área analisada, em detalhe observa-se o alinhamento azul do túnel e as curvas de nível e pontos cotados à cota 34m no topo do esporão, por cima do túnel (cota sensivelmente 5,1m-8m)**

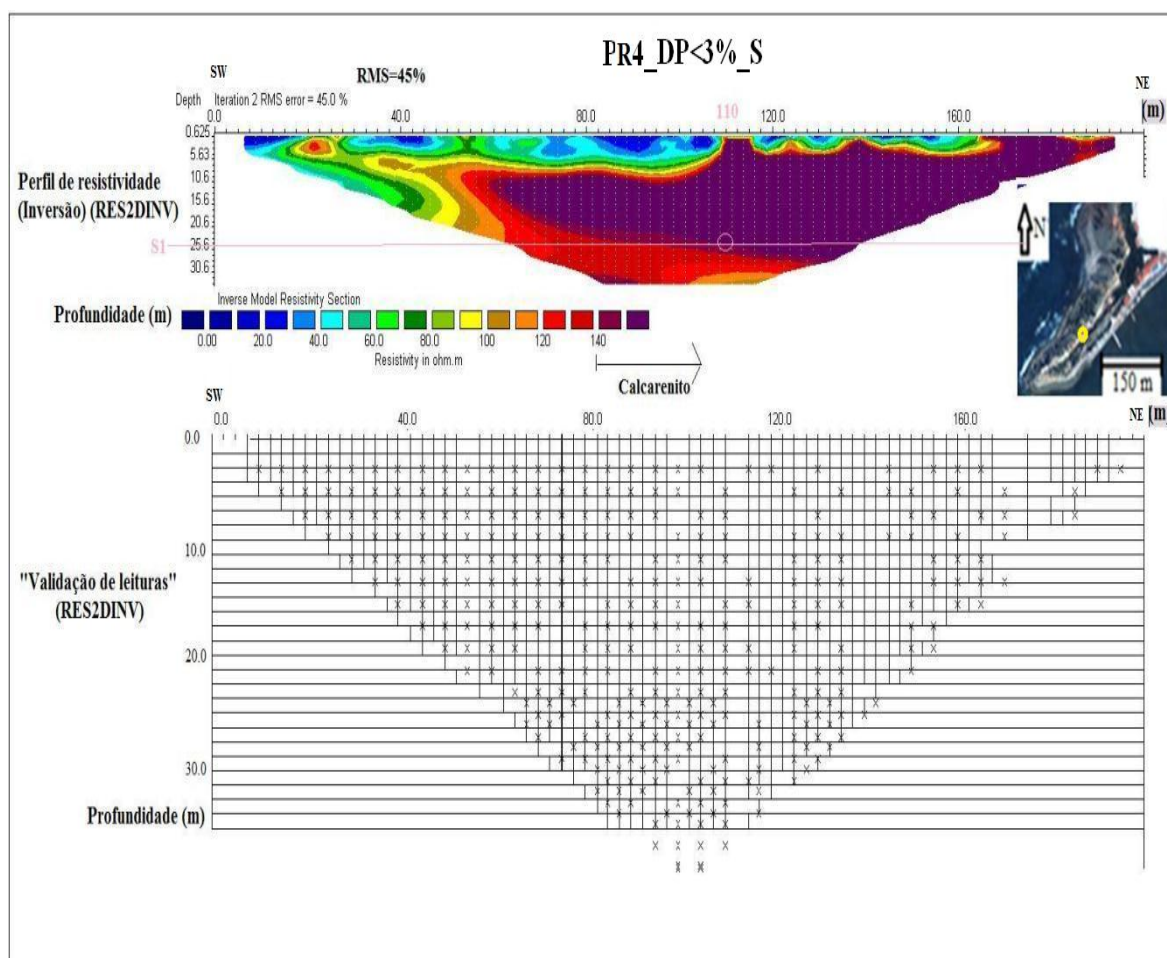
O primeiro perfil a ser realizado foi o PR4, tendo sido este alvo de todas as correções e tratamentos possivelmente aplicados. A correção 3) na inversão, do PR4\_DP>3%\_S (**Anexo I (4E)**), está ilustrada na **Figura 4.58**. Nesta figura, pelo tratamento 1) DP>3% com dados de saída, observou-se uma resistividade homogênea, que não é facilmente identificável devido à presença de uma resistividade infinita ou anomalia, possivelmente passível de ser identificada como ar, se devidamente validada pelo tratamento 5) “validação”.



**Figura 4.58- Perfil PR4\_DP>3%\_S realizado no dia seco, com a configuração W-S, tratamento 1) DP>3% de dados de “saída” com o respetivo tratamento 5) de validação, localizado inferiormente**

Para a interpretação do tratamento 1) deste perfil, recorreu-se ao ZHD na galeria de reconhecimento, que está na vertical de um único ponto atravessado pelo perfil de resistividade, tendo-se procurado identificar quantas foram as camadas cartografadas e as unidades geotécnicas que este perfil atravessa, daí se extraindo as suas respetivas profundidades de contacto e possanças associadas. Cada unidade é o resultado da associação de diversas camadas “geológicas”, com um comportamento mecânico que é semelhante segundo, os ensaios laboratoriais. Da superfície do esporão à cota 34 m, para a sua base, o primeiro contacto seria entre o arenito carbonatado e o solo n.º 2, atendendo à disposição da estratificação, a passagem do Z2 para o Z3 da **Figura 4.60**. Como a inclinação da estratificação coincide com a do talude exterior da arriba, e como os perfis de resistividade se executaram sensivelmente a 50° (90°-40°) deste, com a horizontal, a forma que as camadas apresentam no perfil invertido, será sempre em “fatias”, absolutamente paralelas devido à disposição da estratificação no referido talude. Neste tratamento 1) e com as correções deste perfil, tal não é contudo visível em virtude da presença de pelo menos, uma anomalia infinita.

Aplicando agora um tratamento 1) DP<3% ao mesmo perfil (PR4), com correção topográfica 2) e dados de saída, obteve-se na correção 3) de “inversão” e o tratamento 5) de validação, da **Figura 4.59 (Anexo I (4F))**. Nesta, é visível entre os 0 e os 4 metros de profundidade, uma espessura de arenito carbonatado mais alterada, devido à maior exposição aos agentes instabilizadores. Sensivelmente, nos 25 metros de profundidade, observa-se o contacto entre o arenito carbonatado cartografado no ZHD (resistividade superior a 140Ω.m) e as margas (resistividade inferior a 140Ω.m). Este era esperado aos 24 metros de profundidade, tendo surgido sensivelmente um metro abaixo do esperado. Estas informações encontram-se validadas pelo tratamento 5) em baixo do perfil invertido.



**Figura 4.59- Análise seca do perfil PR4\_DP<3%\_S, com a configuração W-S e dados de “saída”. Executou-se o tratamento 1) DP<3% e o tratamento 5) de validação encontra-se inferiormente**

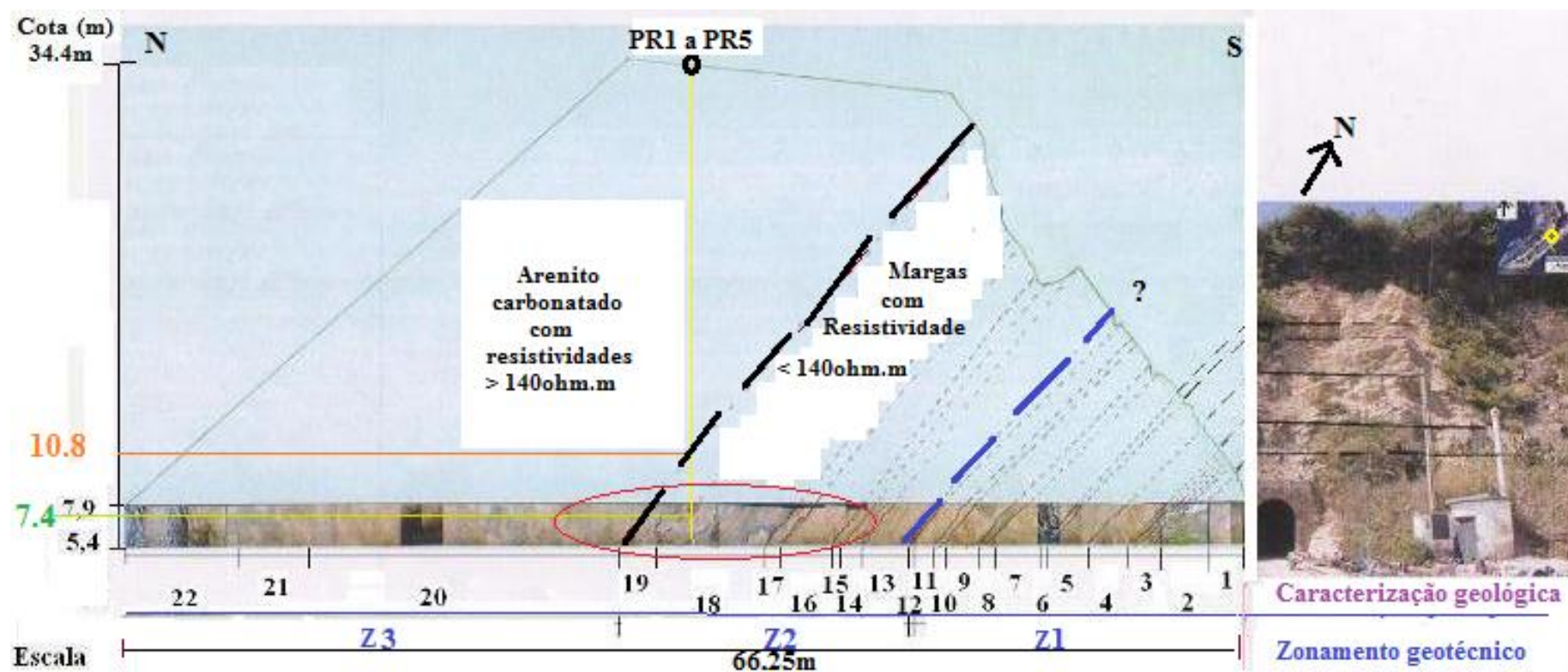
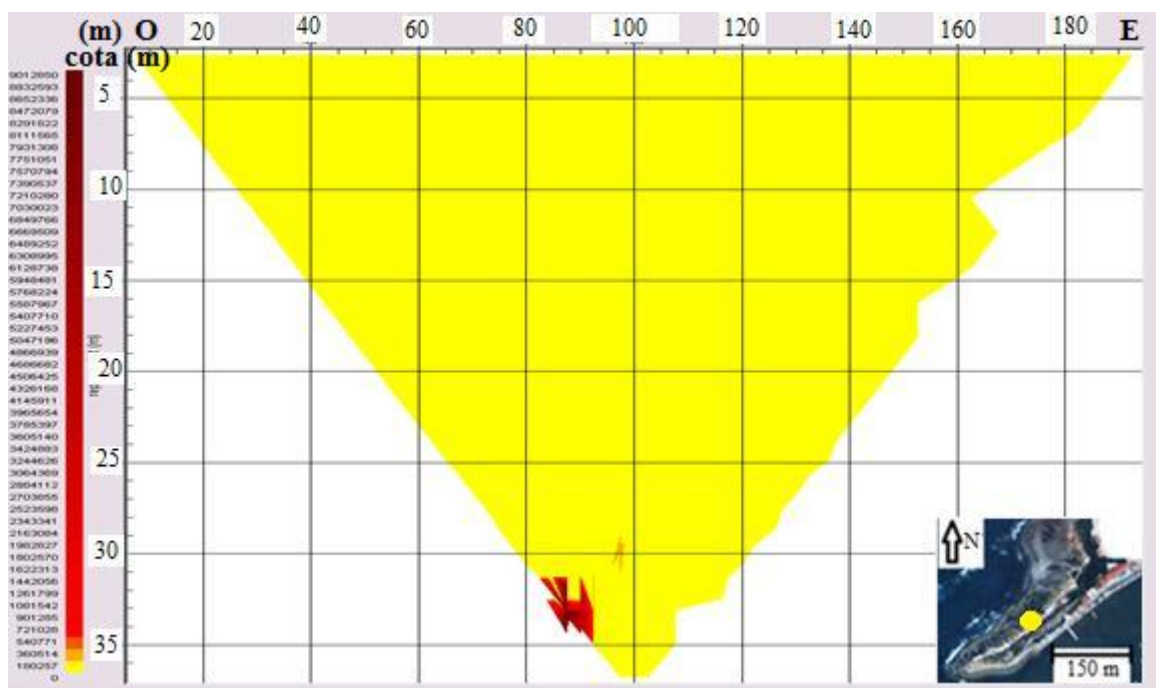


Figura 4.60- Perfil do esporão, com o zonamento geotécnico realizado na galeria de reconhecimento, com pormenor do contacto geotécnico Z2 e Z3



Como foi detetada uma anomalia infinita no PR4\_DP>3%\_S, através do valor da resistividade “infinita”), pese o facto, não foi possível identificar com exatidão a sua localização uma vez que esta era extremamente pontual, e não se conseguia distinguir na enorme homogeneidade que representa a **Figura 4.58**. O facto de se trabalhar com o tratamento 1) DP>3% acarreta quase sempre um maior grau de incerteza do que o tratamento 1) do DP<3%. A localização central dos eléctrodos foi colocada na posição aproximada em que se estimava que a galeria de prospeção fosse identificada na coordenada (100m;26.5 (topo da galeria de prospeção)/29m (base da galeria de prospeção)), sendo respetivamente o espaçamento horizontal e a profundidade respetiva. Assim, dedicou-se um pouco mais de atenção a tratamentos intermédios, nomeadamente o estudo das medições da resistividade aparente obtida pelo resistivímetro (**Figura 4.61**), ou melhor observada no **Anexo I (4G)**, ao invés da análise da resistividade invertida (**Figura 4.58**).



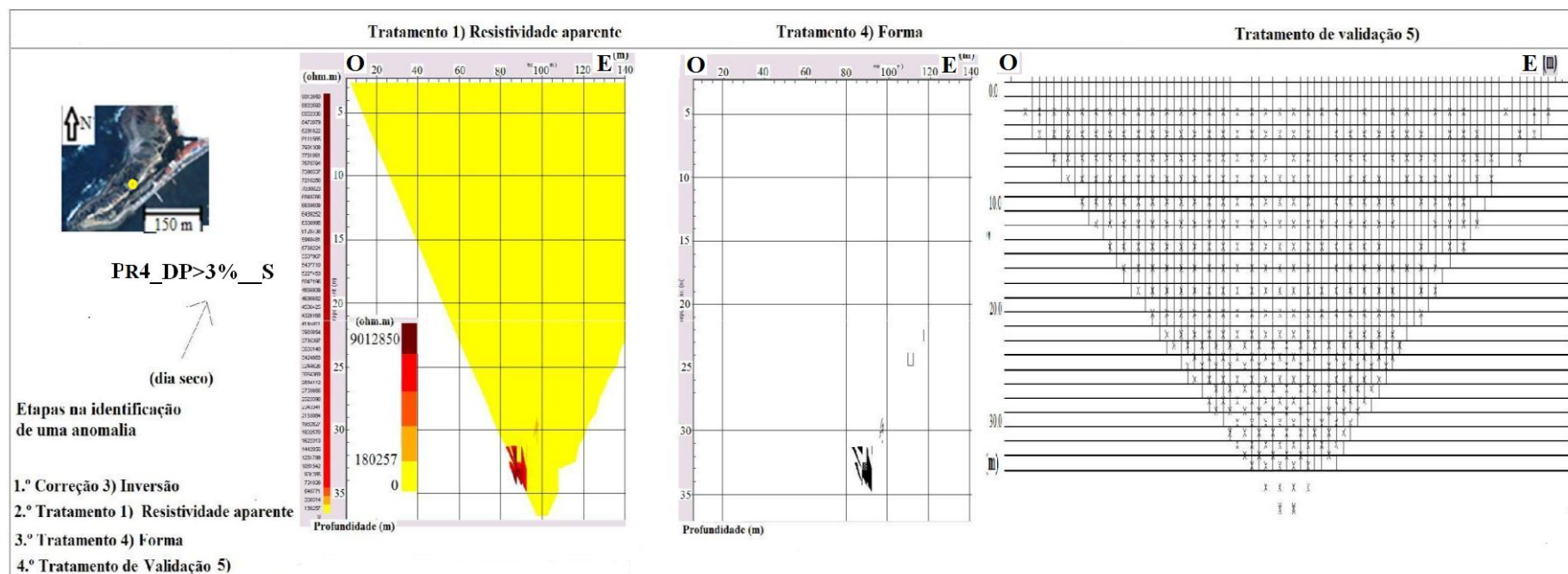
**Figura 4.61- Identificação de uma anomalia infinita pela resistividade aparente no software Prosys, em tempo seco no PR4, cuja configuração é W-S, com a correção 2) topográfica RS, e o tratamento 1) DP>3% com dados de “saída”**

Seguidamente, refere-se o perfil PR4\_DP>3%\_S, realizado no dia seco, com os tratamentos DP>3% e DP<3%, pelo que as seguintes análises correspondem, ao n.º 43 da **Figura 4.53**. Neste primeiro tratamento, é visível uma abóboda, na localização da anomalia. As resistividades aparentes aumentam para o interior da anomalia, onde só existe ar, e apresentam-se simétricas nos dois hasteais, que conformam a forma mais concêntrica detetada, de todas as correções e tratamentos, em todos os perfis.

Na **Figura 4.63**, encontra-se analisado o procedimento para tentar localizar a anomalia infinita, que existe na **Figura 4.58**. Esta anomalia infinita foi identificada no perfil PR4\_DP>3%\_TRS. Com base no levantamento topográfico da CM de Alcobaça, pelas coordenadas da **Figura 4.57**, constatou-se que no local de interseção do nosso perfil de resistividade superficial, com a galeria de prospeção, existem 29,3 m, mais concretamente cerca de 27 m de profundidade até ao teto, e cerca de 29m em relação à base do túnel. É de realçar a linearidade da galeria de prospeção e a cota idêntica (5,1 m) em ambos os emboquilhamentos.

A **Figura 4.63** e a **Figura 4.62**, referentes ao tratamento do perfil PR4, serão devidamente detalhadas em seguida. O resultado desta análise é a melhor visualização da anomalia que se pensa





**Figura 4.63- Protocolo de identificação e validação de anomalias, quando se sabe que existem, mas não se encontram visíveis na Correção 3) Inversão.- Análise seca, do perfil PR4\_DP>3%\_S. PR4 tem a configuração W-S e trata dados de “saída” e com correção topográfica “TRS” com o tratamento de validação espacial das medições**



O perfil PR5 realizou-se num dia húmido, com condições diferentes do PR4, e que iam necessariamente influir na localização do túnel, na área potencialmente atravessada. Esta última gotejava intensamente, no ponto interior da galeria na previsível interseção com o perfil de resistividade realizado superiormente.

Estimou-se que, acrescentando-se 20 m a partir do centro do perfil PR4, para o lado do fecho da “concha”, a anomalia que iria aparecer no novo perfil, situar-se-ia a uma profundidade superior, estimada em cerca de 33 m de profundidade (Figura 4.57). No dia de realização do PR5, a **Figura 4.63** foi um dos diversos locais onde foi identificado um gotejamento. Cruzando a localização do PR5 com a galeria de prospeção, estima-se que a eletricidade injetada atravessou a galeria de prospeção muito perto desta área.

O túnel foi também vedado em ambos os emboquilhamentos, durante aproximadamente 40 minutos, o tempo de duração do PR5 (Perfil de resistividade n.º 5). Essa água foi proveniente do gotejamento verificado na **Figura 4.64**, através das diversas discontinuidades este-oeste que cortam a galeria de prospeção, e pelas cavidades existentes no teto (**Figura 4.65**).

Ao fundo da **Figura 4.66** notam-se algumas poças de água no chão. Estas são abundantes no arenito carbonatado e surgem essencialmente na metade da galeria de prospeção norte. Estas têm uma ordem de grandeza de pelo menos 10 cm na maior direção, não sendo possível com o equipamento disponível, observar onde findam. A **Figura 4.66** foi tirada, instantes antes da realização do começo da prospeção em tempo húmido.



**Figura 4.64-** Pormenor em tempo húmido do gotejamento no hasteal direito, localizado sensivelmente no meio da galeria de prospeção





**Figura 4.65-** (a) Zoom de pequenas cavidades (5cm na maior dimensão em ambas as fotografias), observadas em tempo seco no TCF (teto da galeria de prospeção com flash nas fotografias); (b) TSF (teto da galeria de prospeção sem flash nas fotografias)

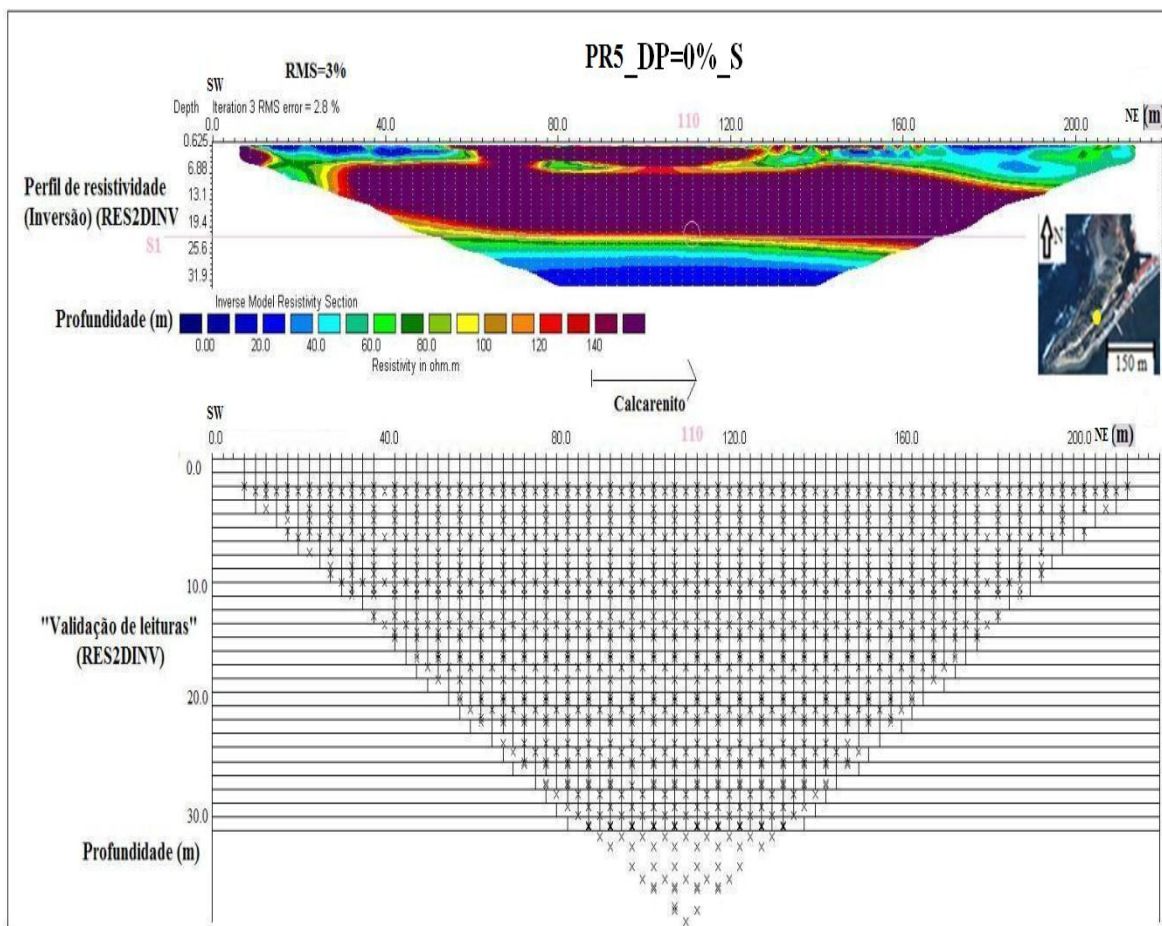


**Figura 4.66-** Vista geral sul para norte, na entrada do túnel

A diferença na resistividade máxima no perfil PR4 e no PR5 foi evidente, pensa-se, que pelo facto de a corrente injetada ter no PR5, aquando da sua passagem na área intersetada, e melhor localizada na **Figura 4.64**, provavelmente propagado pela água existente nas discontinuidades laterais, nas pequenas cavidades que pingavam do teto formando as poças de água no chão, e que impediram a eletricidade de chegar ao elemento ar, no interior da cavidade (galeria de prospeção), ao contrário do que aconteceu no PR4, realizado em tempo seco.

Como o resistivímetro permite um incremento de valores registados a uma determinada profundidade, programou-se uma nova sequência com 996 leituras (mais do dobro das que tem o perfil PR4, e perto da capacidade máxima), levando-se a bateria já identificada, e executou-se um novo perfil, o PR5, desviado lateralmente 20m de PR4 nas condições já anteriormente referidas. Complementarmente, associou-se à inspeção laboratorial dos componentes, uma nova e igualmente profunda inspeção *in situ*.

O perfil PR5 obteve pelo tratamento 1) DP=0%, cerca de 100% das suas medições validadas. A inversão deste perfil, com o tratamento 1) DP=0%, correção topográfica 2) “Rs” e o seu tratamento 5) de validação, encontram-se na **Figura 4.67** e no **Anexo I (4I)**.



**Figura 4.67-Análise húmida do perfil PR5\_DP=0%\_S da configuração W-S, com dados de “saída”. Usou-se o tratamento 1) DP>3% e apresenta-se inferiormente o tratamento 5) de validação espacial das medições**

No perfil PR5\_DP<3%, talvez resultado da elevada condutividade que a água tem, associado ao incremento da resolução (458 contra 996 leituras totais e dos “stacks” 3-6 contra 3-10) relativamente ao perfil PR4, na profundidade de contacto entre Z2 e Z3, que possibilitou o aumento desse detalhe, o qual foi mais especificamente “ajudado” pela infiltração de água proveniente da chuva no maciço, que percolou da superfície do esporão até ao teto túnel, tendo “mascarado” assim a resistividade superior no tempo húmido, como já se referiu anteriormente. É visível também nos primeiros 4m de profundidade, uma espessura de meteorização com alguns afloramentos do arenito carbonatado. No perfil PR5, observou-se o contacto entre o arenito carbonatado e a formação margosa, à profundidade 24m. Dos 24 aos 30 metros observa-se uma diminuição da resistividade a partir dos 140Ω.m, a qual corresponde à camada margosa. De notar que a disposição desta, é praticamente também ela horizontal, como se esperava.

No que respeita à estatística, existiu uma evolução que se deveu indiretamente, ao menor número de leituras dimensionadas do perfil PR4 face ao PR5, e respetivamente, ao menor grau de aproveitamento das mesmas. No perfil PR4, pelo **Quadro 4.4**, no **Figura 4.5** e no **Quadro 4.6**, este apresenta uma percentagem de leituras para o DP>3%, DP<3% e DP=0% de 92%, 73% e 68% respetivamente.

Da análise da escala de resistividades, pode-se dizer de uma forma simples, que se a **Figura 4.69** apresenta no tratamento DP>3% resistividades máximas “infinitas”, com o tratamento DP<3% a máxima baixou para 9409Ω.m, e em DP=0% para 1128Ω.m, o que só quer dizer, que pela remoção da anomalia infinita, tornou-se mais perceptível o valor máximo e mínimo da resistividade.

Pela correção na inversão 3) e comparando o arenito carbonatado do perfil PR4\_DPR3\_S e o PR5\_DP0\_S, a diferença em tempo húmido para o seco da mesma localização, a gama do arenito carbonatado é superior a um valor em redor dos 140Ω.m, e a da formação margosa, encontra-se aproximadamente abaixo do valor referido. Em tempo seco, o arenito carbonatado assume uma resistividade superior a 140Ω.m e a formação margosa varia aproximadamente entre os 40Ω.m ao limite superior já mencionado, pelo que ambas as análises parecem coincidir. Provavelmente, essa diferença poderá ser maior em condições climáticas mais adversas.

Na **Figura 4.62** encontra-se o perfil PR5, sendo os tratamentos do DP>3%, DP<3% e DP=0% muito idênticos, com a percentagem de leituras aproveitadas que se mantém nos 100% do **Quadro 4.4** para os 100% no **Quadro 4.5** e mudam para 99% no **Quadro 4.6** que correspondem por sua vez respetivamente, às análises coletivas n.º 3 e n.º 11 da **Figura 4.53**.

#### 4.4.5.2. FORMAS

Este tratamento 4) (Forma), tentou possibilitar aquilo que muitas vezes se tenta sem sucesso, a identificação de formas de resistividade semelhante. Foi realizada uma ponderação global do perfil PR1 ao PR3, uma vez que estes estão parcialmente sobrepostos, analisando-se essa diferença ainda num grau intermédio das resistividades aparentes, que não é a interpretação final das resistividades obtidas na correção 3) de inversão. Este tratamento 4) só foi realizado, para se escolher o melhor destes três perfis da mesma configuração, D-D.

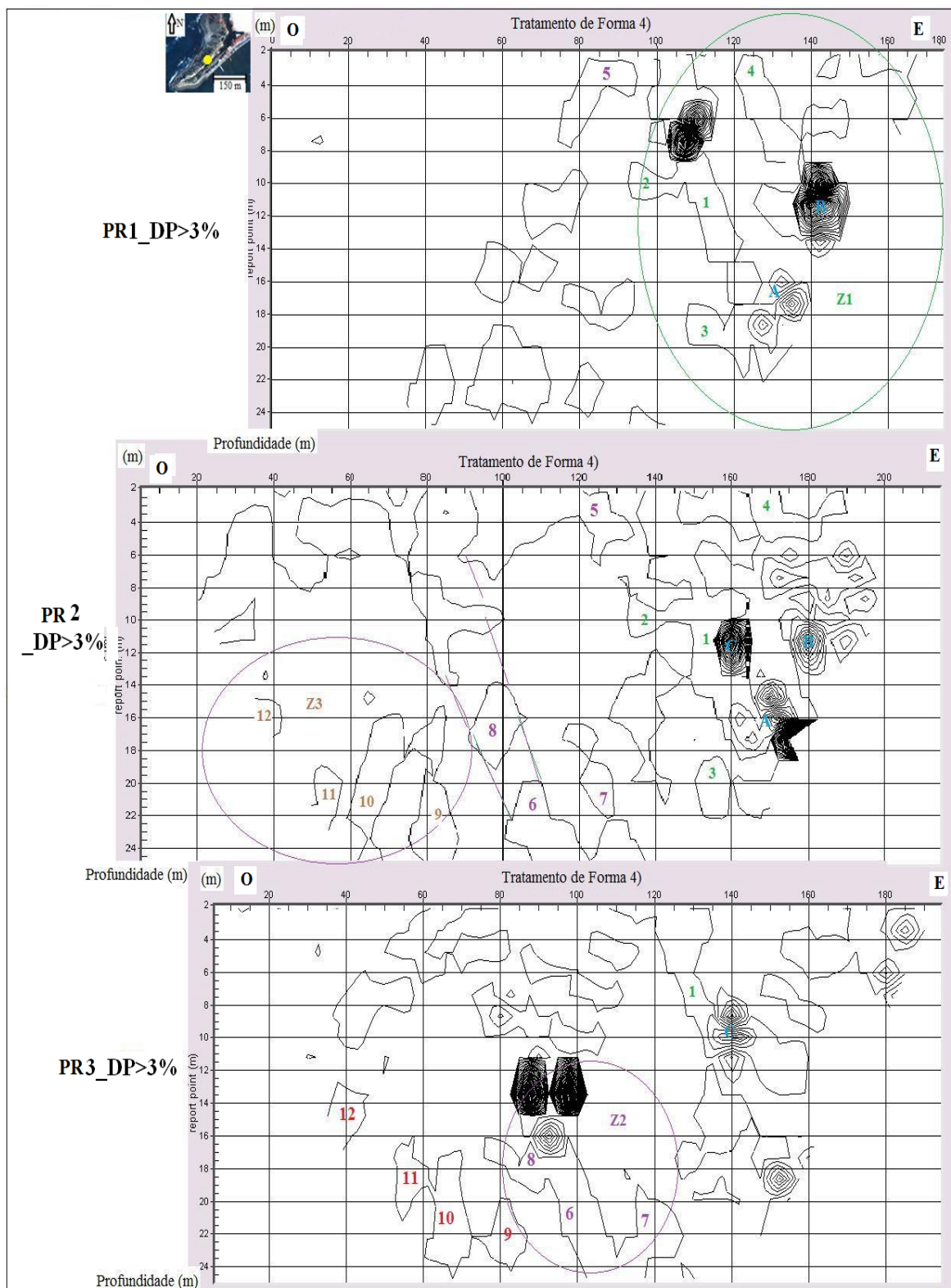
Na **Figura 4.68**, encontram-se o perfil PR1\_DP>3%, PR2\_DP>3% e o PR3\_DP>3%, todos com dados de saída. Estes têm 20m de diferença longitudinal entre eles, apresentam sobreposição detetada e continuidade vertical entre eles, pelo que realizou-se uma ponderação baseada no **Quadro 4.4** ao **Quadro 4.6**, que validasse o perfil a escolher e a informação a retirar deste, para se executar a correção 3) na inversão, e investigar-se devido à propriedade mensurável que é a resistividade obtida na inversão, a sua relação com a geologia.

Na **Figura 4.68**, tentou-se detetar formas de resistividade aparente homogéneas, através do tratamento 4) automatizado de “forma”, do perfil PR1 ao PR3.

Dessa informação estatística, concluíram-se as informações decorrentes e estabeleceram-se os zonamentos (Z1 a Z3) validados. O perfil PR3 foi o selecionado para a descrição geral central (Z2), recorrendo-se ao PR1 (Z1) e PR2 (Z3) para as seções laterais, devido à localização das suas áreas de influência. Encontra-se muito excecionalmente em seguida na **Figura 4.68**, a sobreposição do perfil PR1 a PR3 pelo tratamento 4) automático no Prosys.

Na **Figura 4.68**, e pelo mesmo procedimento que se identificou o túnel no perfil PR4, através do tratamento 4), a forma A e B são associadas a uma anomalia infinita, e estão ambas validadas no perfil PR1 e PR2. Da mesma forma, C está validada no PR2 e PR3. Estas três formas representam a máxima resistividade aparente em cada perfil, coincidem também pelo facto de todos os perfis terem sido realizados em tempo seco, e mais uma vez, pensa-se que estão associadas à presença do elemento ar, o que em profundidade, pode indicar a presença de descontinuidades importantes não preenchidas, ou cavidades como no caso do túnel. Destas, B e C parecem ser as mais desenvolvidas, encontrando-se A numa fase possivelmente, mais embrionária da sua formação. Estas encontram-se a uma profundidade de cerca de 12m, tem uma altura média de 2m, por cerca de 5 de comprimento. Existem outras possibilidades passíveis de poderem ser identificadas como cavidades, mas que só apareceram no zonamento mais “forte” de cada perfil, sem qualquer correspondência com outro perfil sobreposto, de que são exemplo as anomalias no Z1 e Z2. Esta situação poderia ser facilmente despistada por meio de sondagens, sendo esta uma localização interessante para a sua execução, devido à previsível baixa profundidade a que se encontram (7m e 14m respetivamente).

Os restantes números indicados nesta última figura, coincidem geralmente acima ou abaixo, com uma das três configurações. Devido á superior percentagem de medições validadas, (informação estatística) e a relativa semelhança entre os outros dois perfis parcialmente sobrepostos, o PR2 pareceu ser a melhor escolha para a inversão.

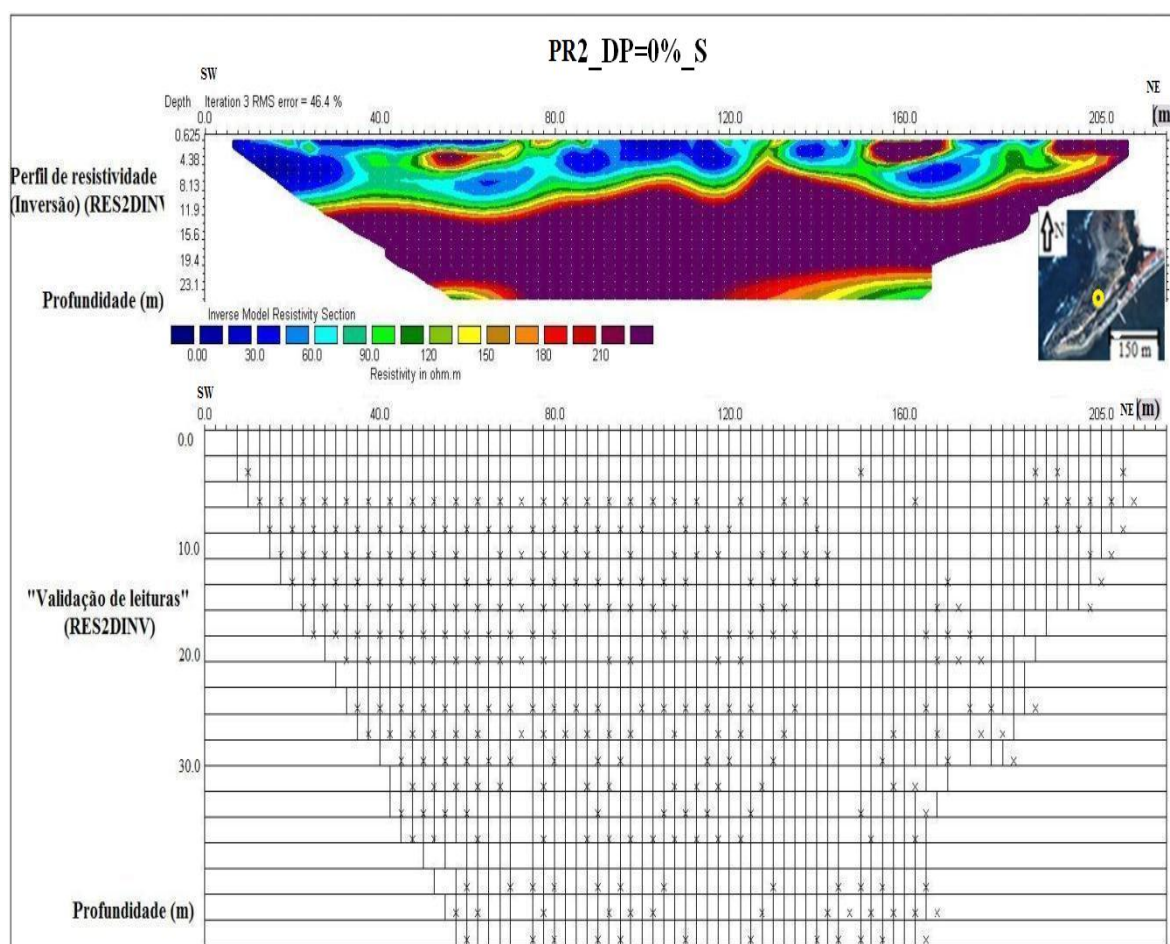


**Figura 4.68- Resistividades aparentes comuns obtidas no *software* Prosys, através do tratamento 4) (forma), com o tratamento 1) DP>3%, entre o perfil PR1 a PR3, de configuração D-D, com correção topográfica RS e com dados de saída**



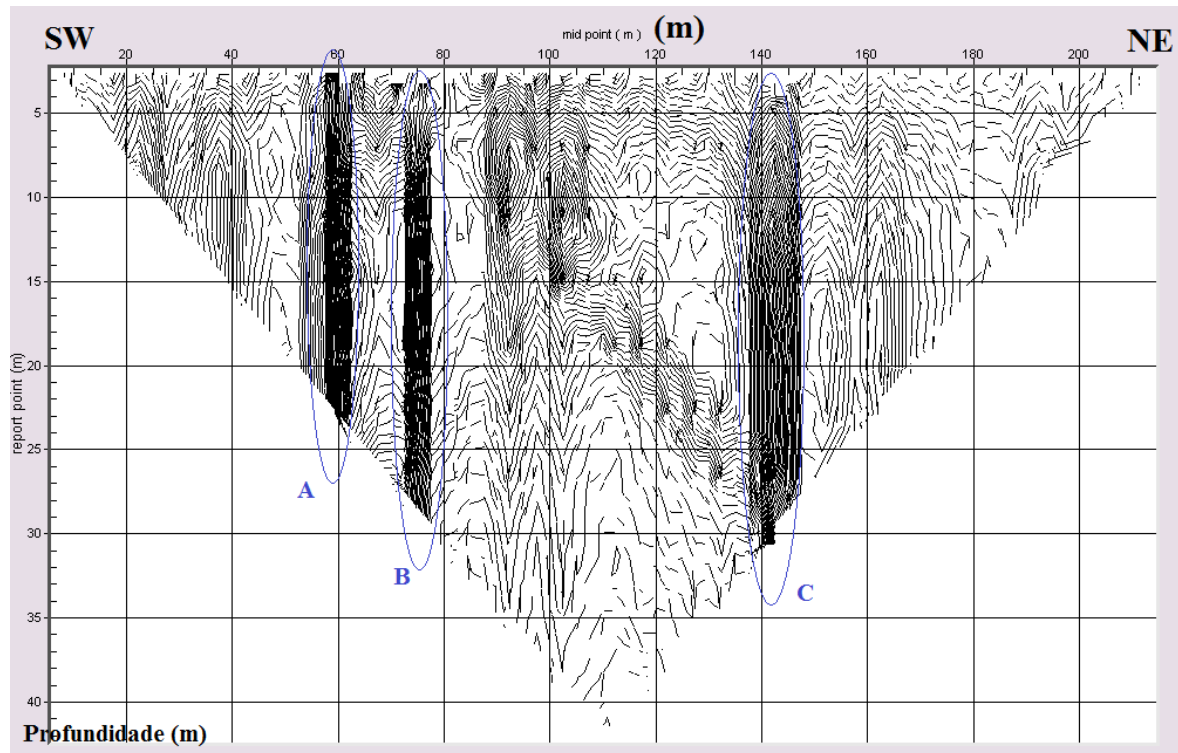
Só se realizou esta investigação, porque a configuração mais indicada para se obter a informação vertical é a D-D, e o perfil PR2, PR3 e PR4, que têm este dispositivo geoelectrico, só atingiram 24m de profundidade máxima, sendo este a profundidade expetável do contacto entre o Z2 e o Z3 acima da galeria de prospeção. Assim, e apesar de ser para a identificação das camadas, a melhor configuração o D-D, pela impossibilidade de nesta se obter a profundidade necessária, a análise executou-se com a configuração W-S quer do PR4 em tempo seco, quer do perfil PR5 em tempo húmido, apresentando ambas uma gama de resistividades semelhantes, ou seja, separadas possivelmente, por um valor que ronda os 140Ω.m, já anteriormente referido.

Na **Figura 4.69** encontra-se o resultado final da análise realizada na **Figura 4.68**, ou seja, a interpretação do perfil (PR2\_DP=0%\_S) escolhido, para se realizar a correção 3) de inversão, agora analisados com a devida remoção das anomalias detetadas em PR2\_DP=0%\_S (**Anexo I (4J)**). Segundo o perfil escolhido, a profundidade de meteorização da camada de arenito carbonatado aflorante, é corrigida dos 6m médios (perfil PR4 e PR5) para os 8m médios. A partir dessa profundidade, e até uma profundidade da ordem dos 24m, detetou-se uma camada de arenito carbonatado superior a 140Ω.m, começando a aparecer a essa profundidade e quase no limite inferior do perfil da **Figura 4.69**, pontualmente a formação margosa com as resistividades também elas horizontais coincidentes (com o PR4 e PR5 de W-S), de valor inferior a 140Ω.m. Este perfil, apesar de curto, acabou por validar PR4 e PR5 no local de interseção do perfil de resistividade com o túnel, sendo todas as suas conclusões idênticas, independentemente da configuração adotada ou das condições climáticas inerentes à realização da prospeção.



**Figura 4.69- Correção 3) na inversão do PR2\_DP=0%\_S pelo tratamento 1) manual DP=0%, tratamento 5) de validação com um RMS=45% & % de leituras aproveitadas igual à do perfil PR2, com configuração D-D e dados de “saída”**

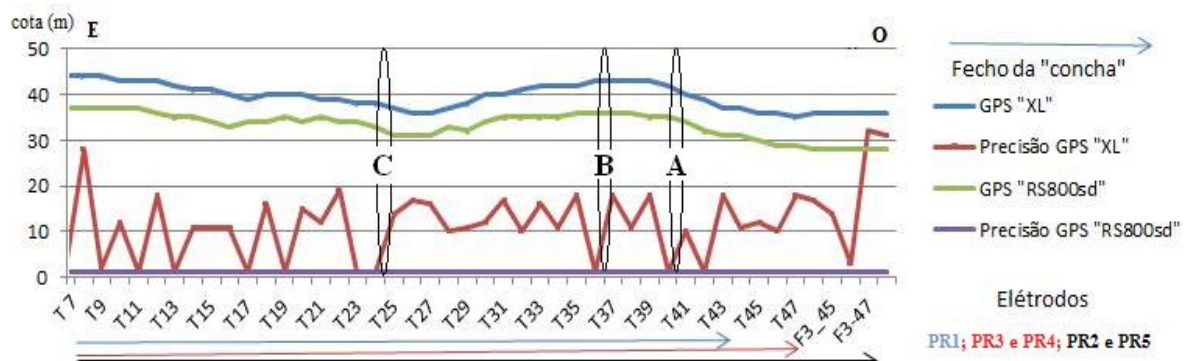
Pela **Figura 4.70** na localização de 60m, 75m e 140m, visualizam-se formas de resistividades aparentes idênticas e devidamente alinhadas numa direção subvertical, em discordância com a atitude medida da estratificação localizada interiormente e exteriormente ao túnel. Não é possível tirar-se mais nenhuma conclusão acerca destes alinhamentos preferenciais, apenas o facto de ter sido este, o único perfil realizado em tempo húmido, sabendo-se de antemão que a água proveniente da chuva, infiltra-se desde o topo do esporão até atingir o túnel, percolando quer nas descontinuidades existentes quer nas cavidades detetadas.



**Figura 4.70-** Tratamento de forma 4) da análise húmida do perfil PR5\_DP=0%\_S da configuração W-S, com dados de “saída” pelo tratamento 1) DP=0%

#### 4.4.5.3. OUTROS ALINHAMENTOS

Na **Figura 4.71**, tentou-se detetar os alinhamentos preferenciais pelo tratamento automatizado 4) de forma, em cada perfil.



**Figura 4.71-** Tratamento de forma 4) com 3 alinhamentos verticais preferenciais do perfil PR5 com tratamento 1) DP<3%, com correção topográfica “Rs”, da configuração W-S, com dados de saída

Em A, B e C o tratamento de forma detetou três alinhamentos completamente verticais e extremamente bem definidos, com valores 97% seguros, em que a percentagem de aproveitamento de leituras foi de 100%, para 994 leituras realizadas.

Apesar de se desconhecer o porquê de tais alinhamentos verticais, estes localizam-se em zonas topográficas onde o declive muda bruscamente, sendo possivelmente, mais fraturadas.

Assim, estes três alinhamentos verticais ficam sem uma explicação mais profunda. No entanto estes alinhamentos foram validados, pelo que se procura ainda uma explicação para o facto.

O túnel encontra-se no meio de dois desses alinhamentos a uma distância horizontal de segurança, de cerca de 25 m de “C”.

#### **4.4.6. DESCRIÇÃO COLETIVA DE PERFIS DE RESISTIVIDADE NA ÁREA INTERIOR**

Foram realizados quatro perfis de resistividade elétricos (PR6 a PR9) na área instabilizada do talude interior à baía. Realizaram-se em condições difíceis, devido à praticamente inexistência de acessos para a deslocação do equipamento, vegetação rasteira densa e expontânea de médio porte, e à topografia bastante acidentada no perfil mais vertical (PR7) e no oblíquo (PR6).

O perfil PR7, só foi possível de se realizar, com o auxílio de técnicas de alpinismo e com o recurso a equipamento como mosquetes, travões, corda elástica, entre outros dispositivos de segurança manejados por três pessoas. No item 4.4.6, analisam-se só os perfis de resistividade invertidos, todos têm a correção 3) na inversão.

Nos perfis executados nesta área, adotou-se a configuração D-D, aplicada numa extensão de doze metros de comprimento por pouco mais de 2,60 m de profundidade, com exceção do perfil PR9 cujo comprimento é cerca de 7 m, tal deveu-se ao esgotar da bateria sensivelmente a meio da prospeção.

Apesar de se poder fazer uma previsão automática lateral pelo *software* para os dados em falta, tais medições não passariam no crivo do tratamento 5) “validação de leituras”.

Nestas condições, o perfil horizontal, oblíquo e os dois verticais, foram realizados sob declive constante, tendo-se somente o cuidado de os interpretar segundo o alinhamento respetivo. O comprimento máximo da encosta disponível para investigação, nesta área interior da baía, foi de 12 m.

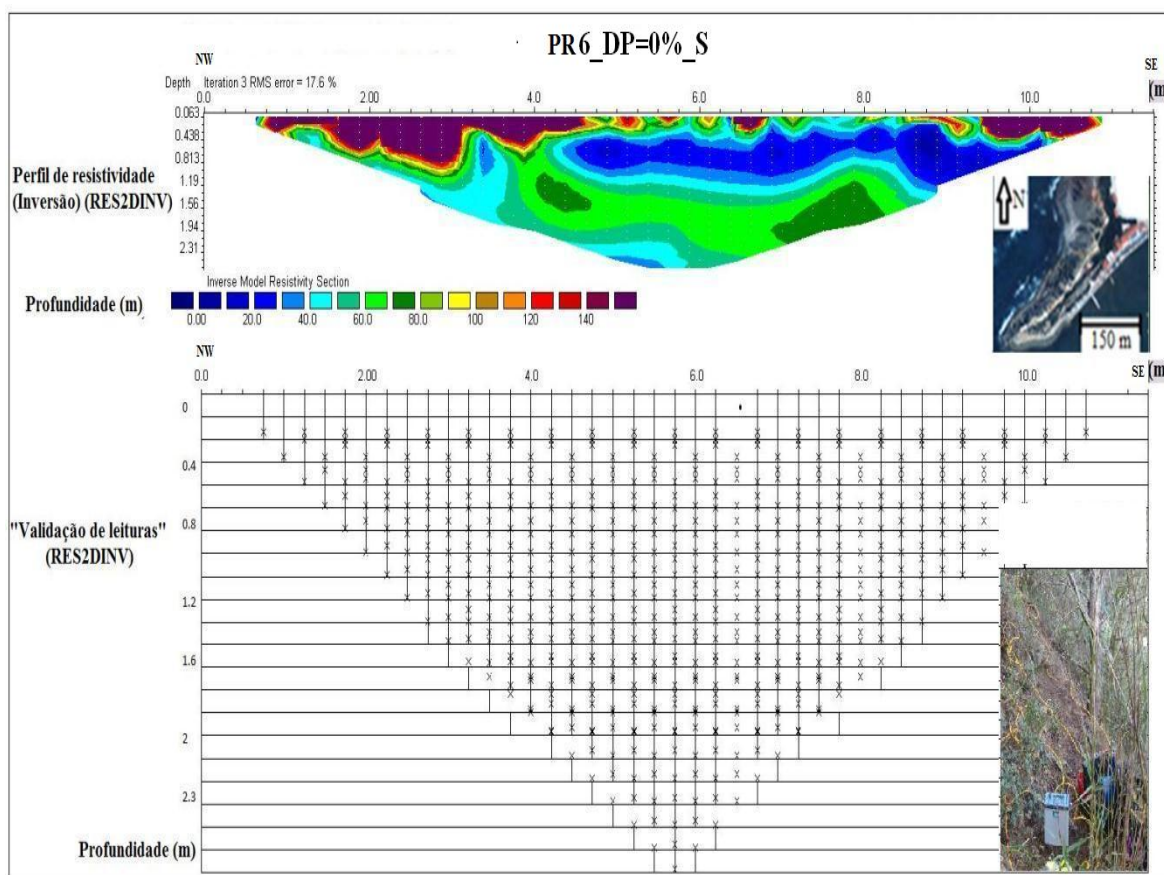
##### **4.4.6.1. PERFIL PR6**

Este perfil (**Figura 4.72**) e ampliado no **Anexo I (4K)** apresenta duas condições:

- 1) Possui um declive descendente de cerca de 20° com a horizontal de NW para SE, e tem de ser interpretado dessa forma.
- 2) Não foi necessário realizar a correção 2) topográfica para este perfil.

Este apresenta um RMS e uma percentagem de leituras extremamente fiáveis, de 17% e acima dos 90% respetivamente, e isto, no tratamento 1) do DP=0%.





**Figura 4.72- Correção 3) na inversão do perfil PR6\_DP=0%\_S com o tratamento 1) DP=0%, o tratamento 5) de validação com um RMS = 18% & percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, na configuração D-D, e tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio, encontra-se no canto inferior direito**

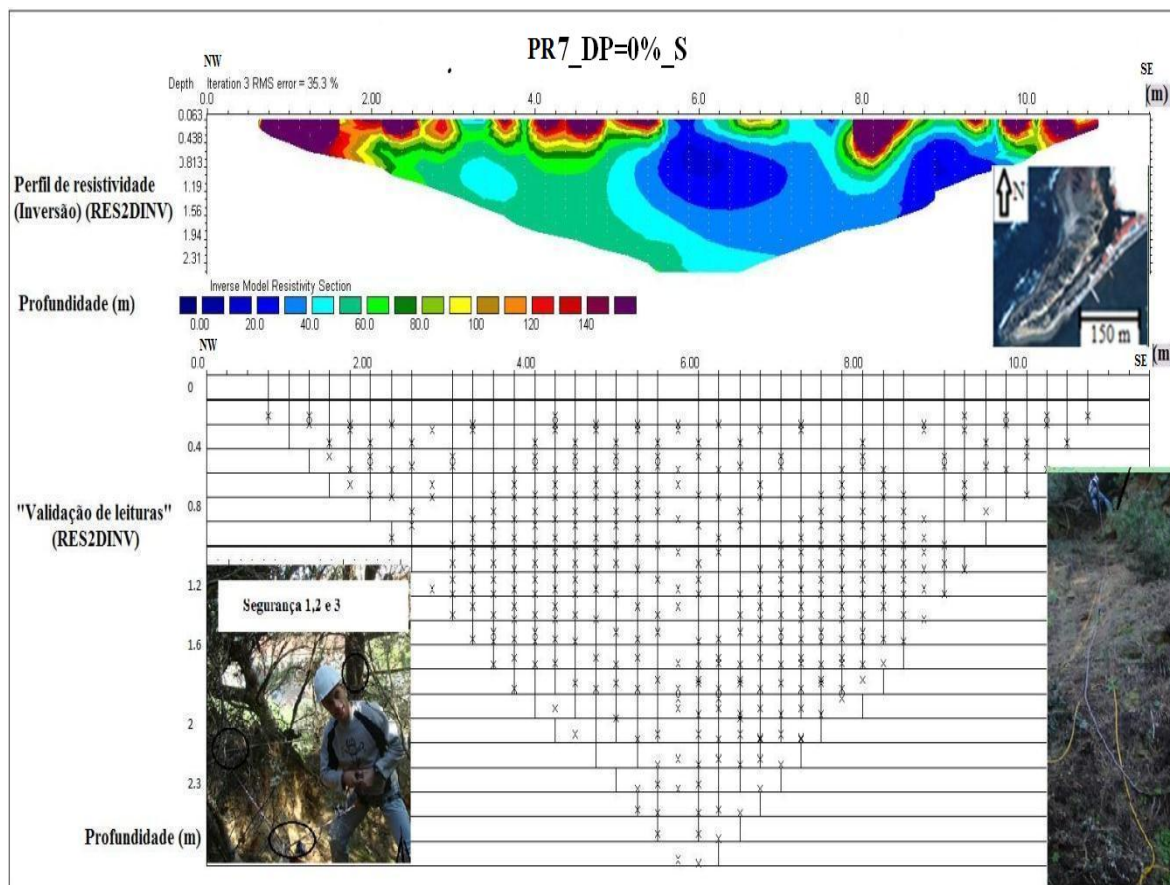
#### 4.4.6.2. PERFIL PR7

Este perfil (**Figura 4.73**) ampliado no **Anexo I (4L)**, tem o tratamento 1) DP>3%, tendo apresentado uma anomalia “infinita” validada. Tal era expectável que aparecesse em todos os perfis da zona exterior, como se veio posteriormente a confirmar, mas nos quatro perfis realizados na área interior, este foi o único em que esta se detetou.

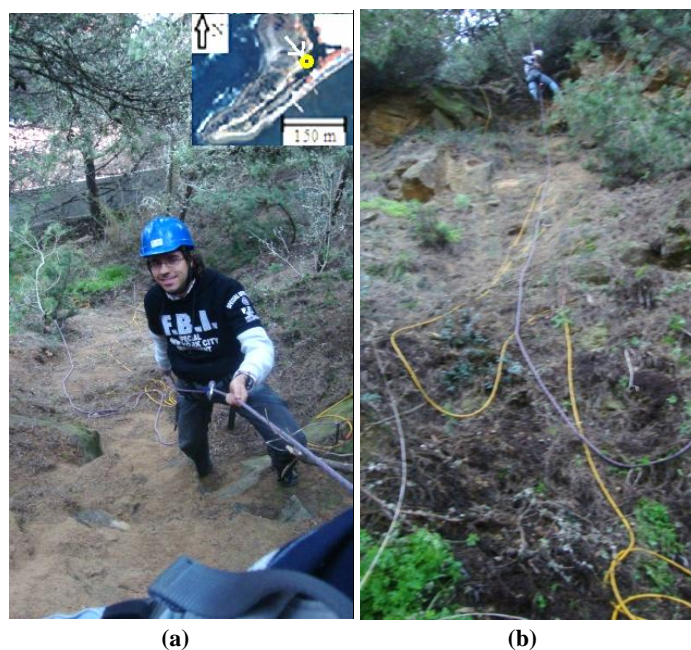
Tal coincide com o facto deste perfil, ter sido realizado no maior declive de todos, só possível de se investigar com auxílio de material próprio para escalada e material de proteção para os blocos que se desprendiam, mas mais nenhuma interpretação é possível.

Quanto à credibilidade do perfil, esta fez-se à custa de uma percentagem de RMS entre os 35% com um aproveitamento de leituras de 91%, respetivamente.

No perfil mais vertical de todos (**Figura 4.74**), existe uma resistividade máxima de 11.474.238Ω.m, correspondente a uma anomalia infinita detetada entre os 4m e os 5,2m à superfície, e em profundidade entre o primeiro e segundo metro.



**Figura 4.73- Correção 3) na inversão do perfil PR7\_DP=0%\_S com o tratamento 1) DP=0%, o tratamento 5) de validação, tem um RMS = 35% para uma percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, na configuração D-D, tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio realizado em tempo seco, encontra-se no canto inferior direito. A origem do perfil é (NW) com 12 m na cota mais baixa (SE), num declive que possivelmente rondará 35°**



**Figura 4.74- Prospeção a decorrer no perfil PR7. (a) Vista da origem para o sopé do talude; (b) vice-versa**

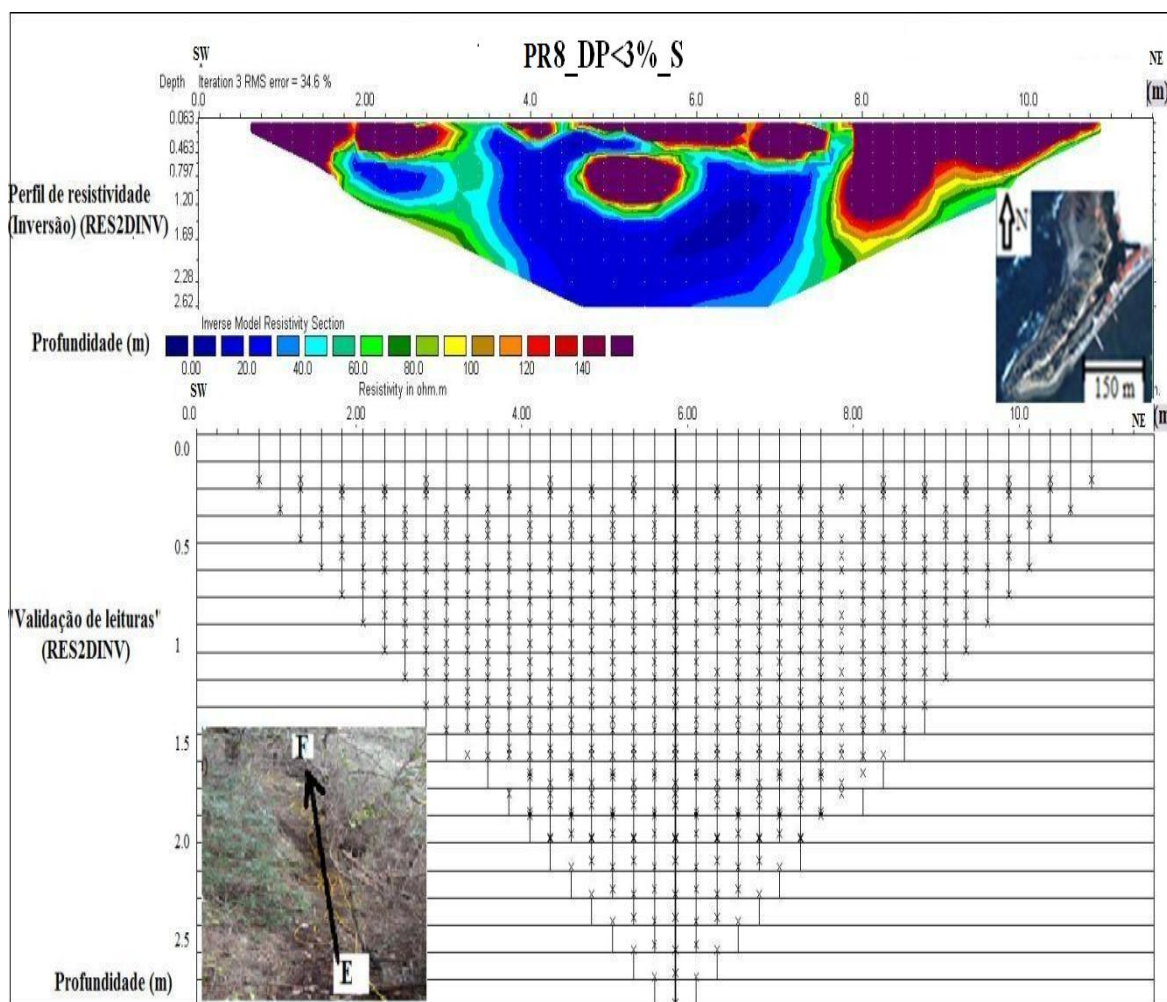
Pode o autor acrescentar, que existe uma situação pontual de potencial tombamento de um bloco de arenito carbonatado com cerca de 12 m<sup>3</sup>, cuja trajetória inicial partirá do ponto da origem do PR7, e termina previsivelmente com a interseção do tardo do restaurante localizado sensivelmente no sopé do talude melhor demonstrado pela **Figura 4.4**.

Este bloco encontra-se numa fase algo embrionária da sua evolução normal, pelo que se aconselha desde já a sua monitorização. Este perfil adotou a configuração D-D e foi realizado em clima seco.

#### 4.4.6.3. PERFIL PR8

O perfil PR8 (**Figura 4.75**) e melhor ampliado no **Anexo I (4M)** é o único horizontal.

Quanto à qualidade e fiabilidade desta interpretação, ela assentou sobre RMS de 35%, com um aproveitamento das medições na ordem dos 91%, isto para o tratamento 1) do DP<3% ou em dados considerados 97% seguros.



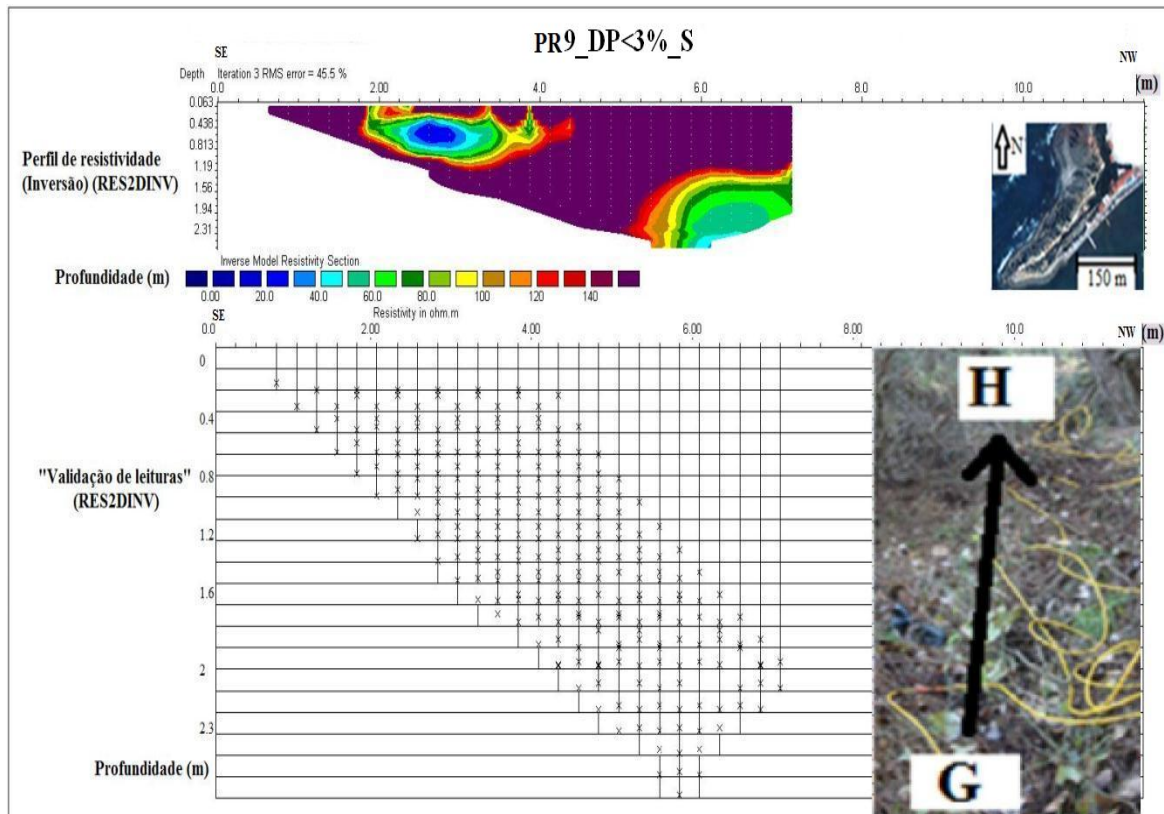
**Figura 4.75-** Correção 3) na inversão do perfil PR8\_DP<3% com o tratamento 1) manual DP<3%, tratamento 5) de validação com um RMS = 35% & percentagem de leituras aproveitadas, igual a 91%, na configuração D-D. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior esquerdo.

A origem situa-se a sudoeste, do perfil que se estende, ao longo de uma curva de nível



#### 4.4.6.4. PERFIL PR9

O perfil PR9 (Figura 4.76) e melhor ampliado no Anexo I (4N) liga com o perfil PR8 horizontal, no ponto visualizado na Figura 4.49. O início deste perfil realiza-se a partir dessa cota, na direção do topo da arriba, sob um declive constante entre o do perfil PR7 e o do PR6. Existiram medições efetuadas ao longo desses 7m de extensão por cerca de 2,6m em profundidade. Tal facto deveu-se ao esgotar da voltagem na bateria, tendo sido este, o último dos perfis a ser realizado. O RMS situa-se nos 46% com um índice de aproveitamento de leituras de 89%, em DP<3%.



**Figura 4.76- Correção 3) na inversão do perfil PR9\_DP<3%\_S com o tratamento 1) DP<3%, o tratamento 5) de validação com um RMS = 46% para uma percentagem de leituras aproveitadas de 89%, na configuração D-D, tratando dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior direito. O perfil tem origem a Sudeste e desloca-se verticalmente para noroeste. Os 7m situam-se na cota mais alta (O) do perfil realizado no lado interior da concha**

Foi realizado um resumo (Quadro 4.10) da informação geométrica de cada perfil de resistividade, devidamente validada pelo tratamento 5), sobre os perfis que se estenderam na área instabilizada.

**Quadro 4.10 - Informação geométrica devidamente validada em cada configuração elétrica**

PRE	Distância métrica aproximada entre o primeiro e o último eletrodo investigado		Profundidade atingida (m)
	Dimensionamento (m)	Após tratamento 5) de validação	
PR6	12	10 (12-2)	2,6
PR7		10 (12-2)	
PR8		12	
PR9		4 (7-1-2)	

## 4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Como foi oportunamente referido, o estudo da denominada galeria de reconhecimento permitiu elaborar um perfil geológico esquemático, já apresentado na **Figura 4.60** e repetido na **Figura 4.77**. Verifica-se que, na vertical dos perfis de resistividade elétrica invertidos, a transição dos arenitos carbonatados para as margas e argilas, situa-se a uma profundidade da ordem de 24m. Analisando os perfis na vertical do túnel, pode-se concluir que a resistividade dos arenitos será superior a 140  $\Omega.m$ , e que a resistividade das margas e argilas, independentemente de estarem ou não com o teor em água elevado, será sempre inferior àquele valor.

**Quadro 4.11 – Quadro resumo dos parâmetros geotécnicos das diversas litologias para o zonamento**

Parâmetros	Peso volúmico (kN/m³)				A <sub>b</sub> (%)		Perda m <sub>ss</sub> c7 (%)		Tensão de rutura (MPa)		E <sub>s</sub> (MPa)	
	seco (D <sub>0</sub> )		"Saturado" (D <sub>2</sub> )									
Amostra	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
n.º1 de rocha	22,4	24,3	22,1	24	3,2	5	4,1	6,3	24,5	26,7	1900	2879
n.º1 de solo	17,9	18										
n.º2 de solo	18,3	18,5										
n.º3 de solo	18,6	18,9										
n.º4 de solo	17,8	17,7										

**Quadro 4.11 - Continuação**

Parâmetros	Identificação	W (%)		Teor em carbonatos (%)		Expansibilidade máxima (%)	c' kPa	φ' (°)	ρ Ω.m
Amostra		Mín	Máx	Mín	Máx				
n.º1 de rocha	Arenito Carbonatado								> 140
n.º1 de solo	SC -Areia argilosa com cascalho	16	22	13	14				< 140
n.º2 de solo	SC -Areia siltosa com cascalho	12	15	10	12				
n.º3 de solo	CL - Argila magra arenosa	23	24	16	18	22	0	27	
n.º4 de solo	SC -Areia siltosa com cascalho	14	17	12	13				Zonas

O conhecimento daquele valor de separação (**Quadro 4.11**), entre os dois tipos litológicos principais, permite a interpretação dos perfis da área interior instabilizada.

Todos os perfis de resistividade elétrica analisados no item 4.5 são os invertidos (com correção 3) na inversão).

Na **Figura 4.78** estão indicados os resultados dos perfis de resistividade PR2, PR4 e PR5, devidamente associados na sua localização ao corte geológico realizado ao longo da galeria.

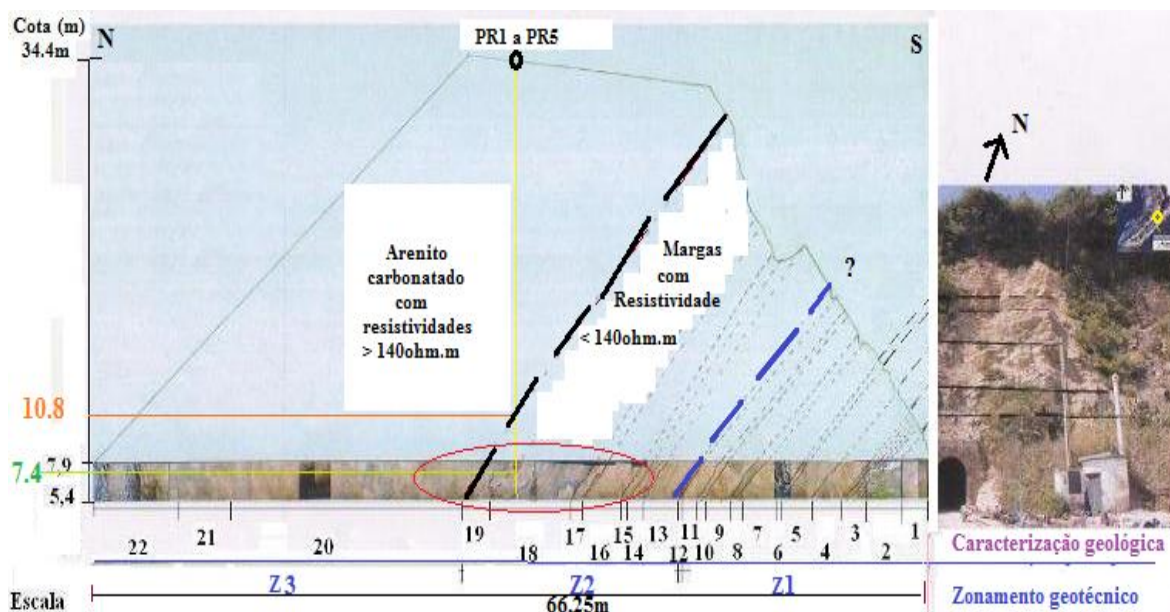


Figura 4.77- Perfil do esporão, com o pormenor do contacto geotécnico Z2 e Z3 no túnel

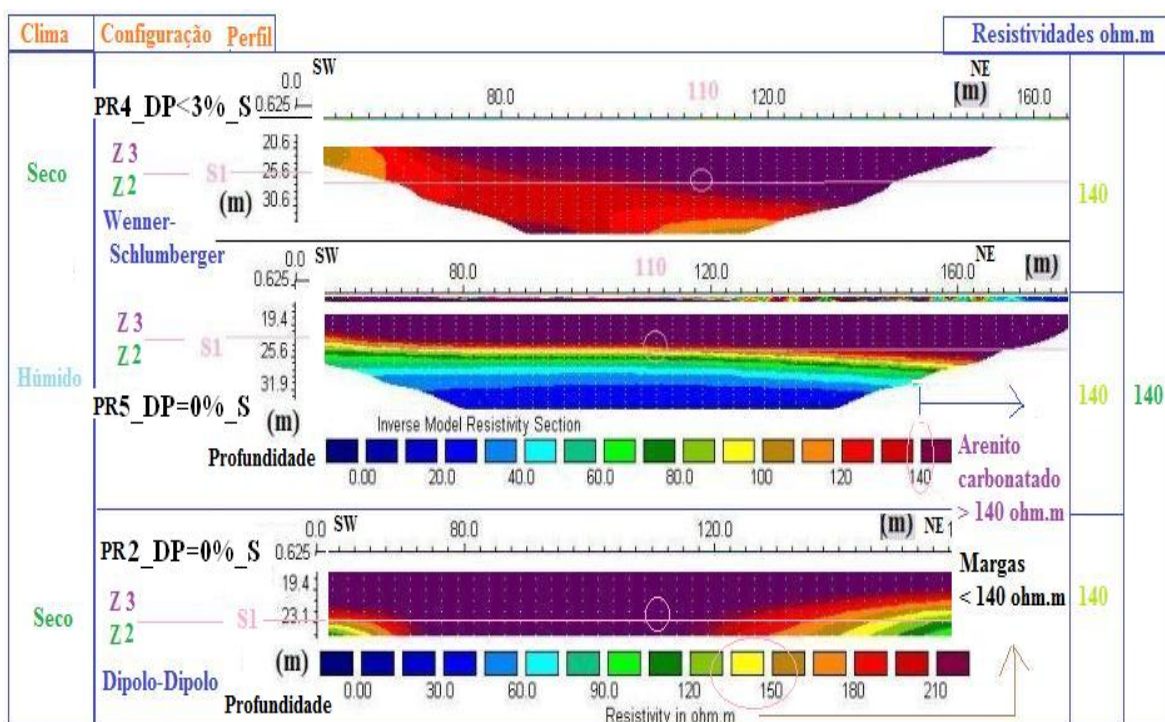
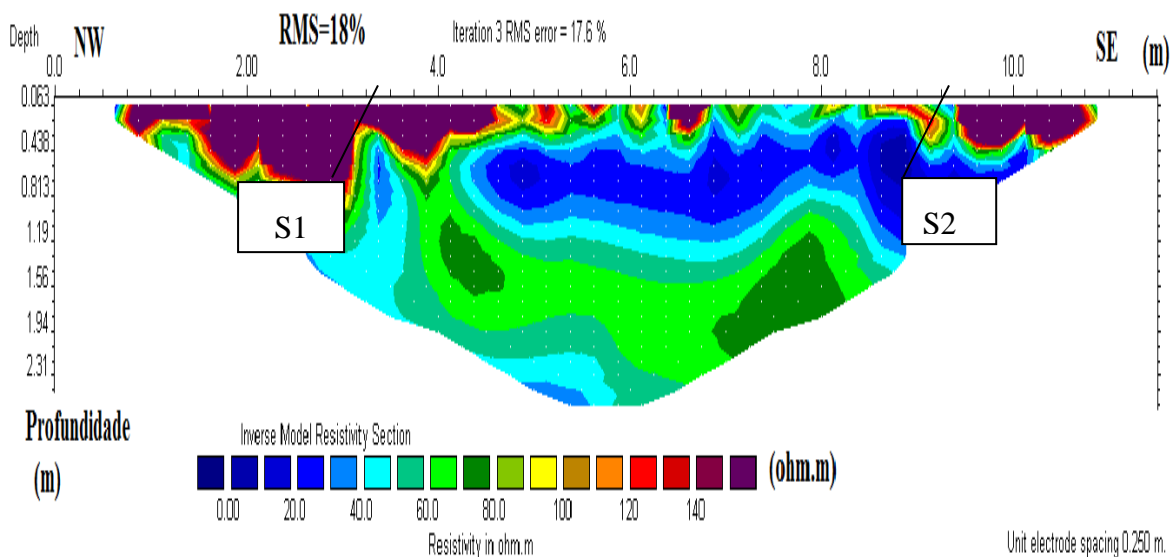


Figura 4.78- Pormenor da correção 3) na inversão do perfil PR2 a PR5, no contacto entre Z3 e Z2, em tempo seco e húmido, à profundidade de 24m, com a resistividade de transição da ordem dos 140Ω.m

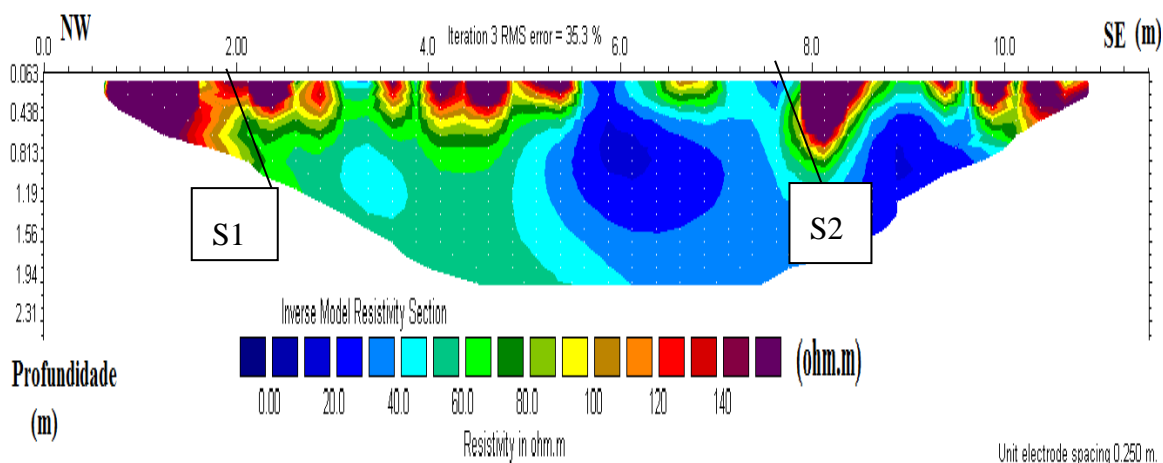
Utilizando os conhecimentos adquiridos na galeria de reconhecimento e dos perfis de resistividade realizados na crista do “esporão”, interpretaram-se os perfis mais curtos na zona instabilizada, com as limitações impostas pela topografia local. Assim, no perfil PR6\_DP=0%\_S (Figura 4.79), dos 0 aos 3 m de comprimento, detetou-se uma camada de arenito carbonatado. A partir deste ponto, e até aos 9 m, identificam-se superficialmente blocos de arenito carbonatado que possivelmente terão rolado ou deslizado pela encosta abaixo. Dos 9 m aos 11 m, identifica-se uma nova camada de arenito carbonatado provável. A formação a verde e a azul, na Figura 4.79, sempre abaixo dos 100Ω.m, correspondem com base na informação obtida na galeria e nos perfis PR1 a PR5, possivelmente a formações margosas e argilosas.



**Figura 4.79- Correção 3) na inversão do perfil PR6\_DP=0%\_S com tratamento 1) DP=0%, na configuração D-D, e tratando dados de “saída”.**

A análise do perfil PR7 (**Figura 4.80**) é praticamente semelhante à já referida para o perfil praticamente paralelo (PR6), ou seja, detetou-se uma camada de arenito carbonatado sensivelmente dos 0m aos 2m, voltando a surgir perto dos 8m, uma nova camada de arenito carbonatado, tendo novamente pelo meio e superficialmente, alguns blocos indiciadores de movimento. Como se referiu para o Perfil PR6, também neste PR7, as formações verde, azul e laranja na **Figura 4.80**, sempre com resistividades inferiores a 120Ω.m, correspondem com base na informação obtida na galeria de reconhecimento e nos perfis PR1 a PR5, provavelmente a formações margosas ou argilosas.

No trecho dos 2m aos 8m a resistividade maioritária oscila entre os 15Ω.m e os 100Ω.m, o que corresponde a um solo margoso extremamente propício a movimentos de terrenos, devido à previsível baixa coesão e confirmada elevada condutividade, existindo um indício tendencial da melhoria dos parâmetros geotécnicos, em profundidade.



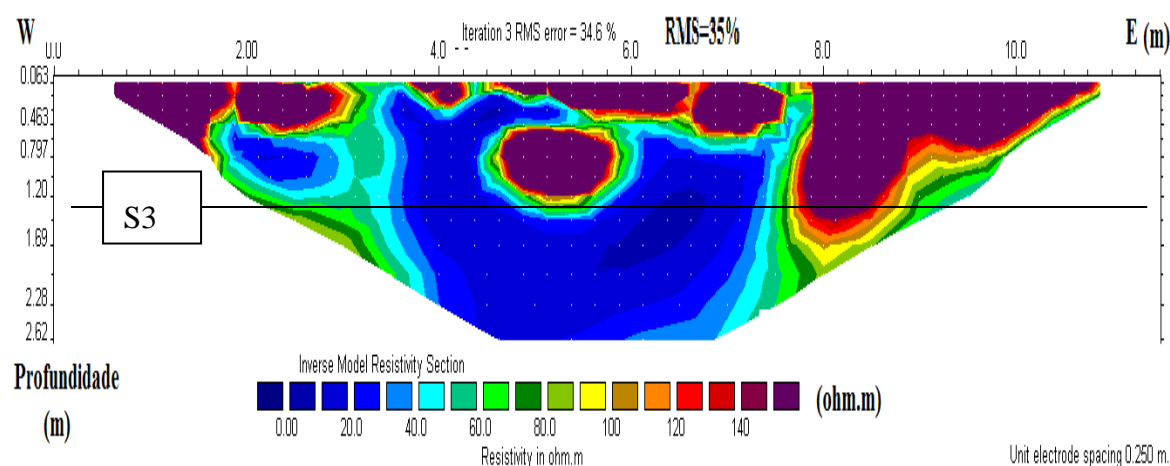
**Figura 4.80- Correção 3) na inversão do perfil PR7\_DP=0%\_S., com tratamento 1) DP=0%, tratando dados de saída na configuração D-D, realizado em tempo seco**

O perfil PR8 (**Figura 4.81**) une as origens dos perfis PR6 e PR7 (**Figura 4.49**), sendo a sua interpretação compatível com a discussão atrás apresentada, para os troços iniciais dos perfis PR6 e PR7. É possível observar no PR8, executado segundo uma curva de nível, uma camada rochosa de arenito carbonatado (resistividade superior a 140 Ω.m) em toda a sua extensão, até profundidades



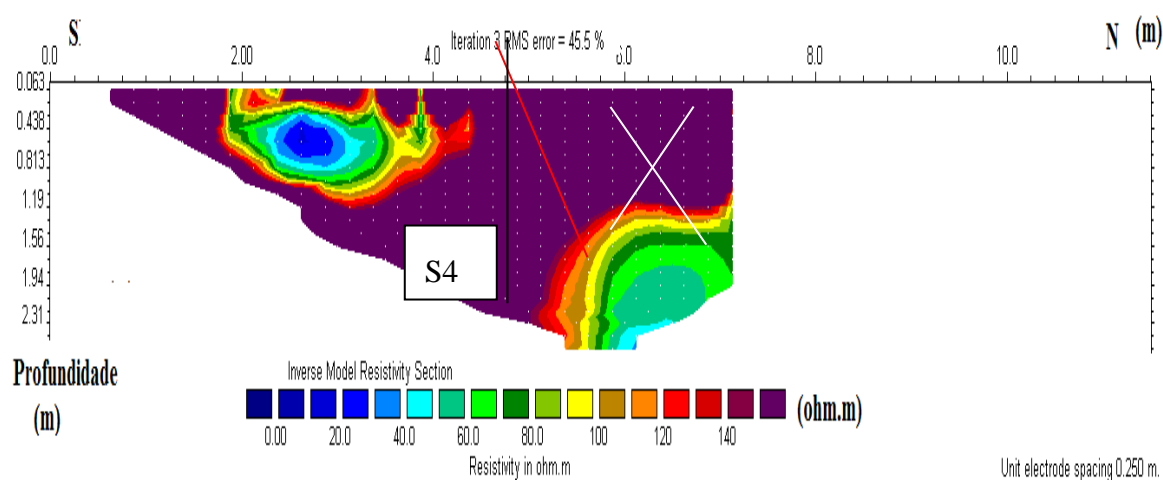
variáveis em torno de 1,2m. Abaixo daquela profundidade média, encontram-se formações com resistividades inferiores a 80  $\Omega.m$ , correspondentes a margas ou argilas.

Estas resistividades são muito baixas no trecho de profundidade inferior a 1,2m, o solo é extremamente condutivo, propício a movimentos de terrenos e à ação dos mecanismos de instabilização da vertente, uma vez que a camada mais resistente assenta diretamente sob uma bastante menos resistente. Apesar da disposição geométrica da estratificação, o facto de existirem descontinuidades Este-Oeste que intersejam a galeria de prospeção, essa orientação transportada para a zona instabilizada, coincide aproximadamente com o declive do terreno, o que aliado à remoção do sopé do talude pelo restaurante colocou essa área, numa posição de instabilidade.



**Figura 4.81- Correção 3) na inversão do perfil PR8\_DP<3%\_S, com o tratamento 1) do DP<3%, na inversão D-D, realizado em tempo seco**

O Perfil PR9 (Figura 4.82) é mais curto do que os anteriores, é perpendicular ao perfil PR8, a cerca de 1/3 do seu início. A interpretação do PR9 indica uma camada de arenito carbonatado, no caso, a mesma camada observada no perfil PR6 e PR7 nos primeiros 3m iniciais, unida nessa extremidade do PR8. Os valores de resistividade mais baixa, devidamente incorporados numa resistividade mais elevada, associada ao arenito carbonatado, entre 2 e 4m de comprimento, indicam numa pequena zona no interior da camada de arenito carbonatado, um preenchimento margo-argiloso de uma cavidade, de uma fratura (mais especificamente de uma fenda de tração), ou originada pela meteorização superficial do arenito devido a ações de dissolução.



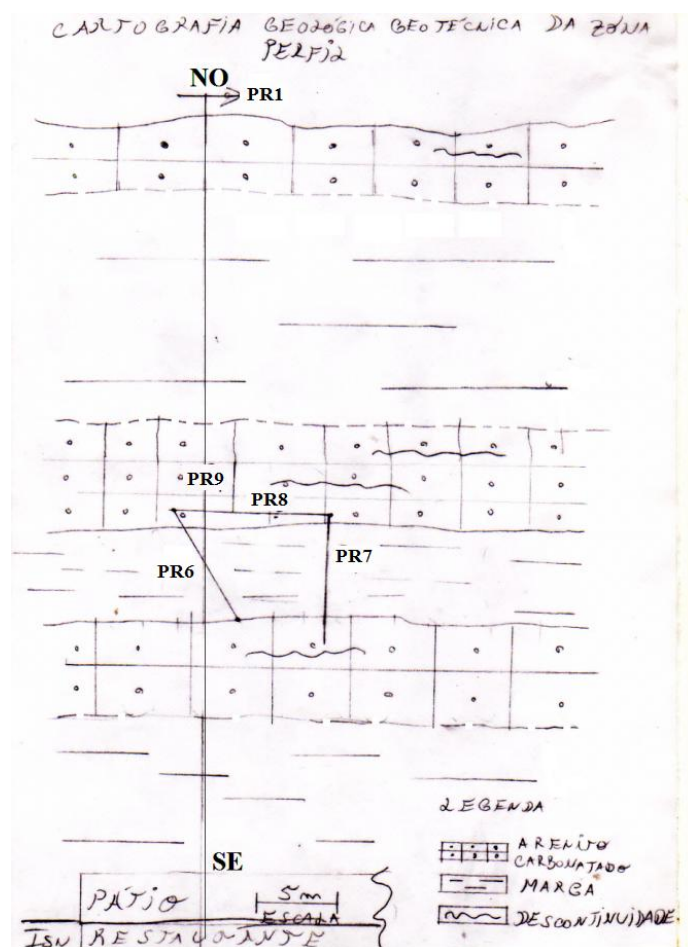
**Figura 4.82- Correção 3) na inversão do perfil PR9\_DP<3%\_S, com tratamento 1) do DP<3%, na configuração D-D, realizado em tempo seco**

Um resumo dos limites (S1 a S4, na **Figura 4.79** à **Figura 4.82**) encontra-se seguidamente compilado no **Quadro 4.12**.

**Quadro 4.12 – Quadro resumo da possível localização individual, em cada um dos perfis geoeletricos realizados na zona instabilizada, dos limites litológicos**

Perfis	Possíveis limites litológicos, baseados na prospeção geoeletrica ( <b>Figura 4.79</b> a <b>Figura 4.82</b> )			
Limite (assinalado pela reta com a cor preta)	Oblíqua		Horizontal	Vertical
	S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)	S4 (m)
PR6	2,25 (3,25-1)	8,5 (9,5-1)		
PR7	1 (2-1)	9 (10-1)		
PR8			1,45	
PR9				
				4 (5-1)

Com base na informação obtida dos perfis de resistividade nesta zona instabilizada, complementada com o reconhecimento geológico de superfície, efetuado inicialmente também nesta área, foi possível elaborar um zonamento geológico e geotécnico, representado na planta geotécnica esquemática da **Figura 4.83**. Nessa figura, que cobre grosseiramente a área instabilizada desde a traseira do restaurante e ISN até à crista do esporão, localizam-se também os perfis de resistividade executados.

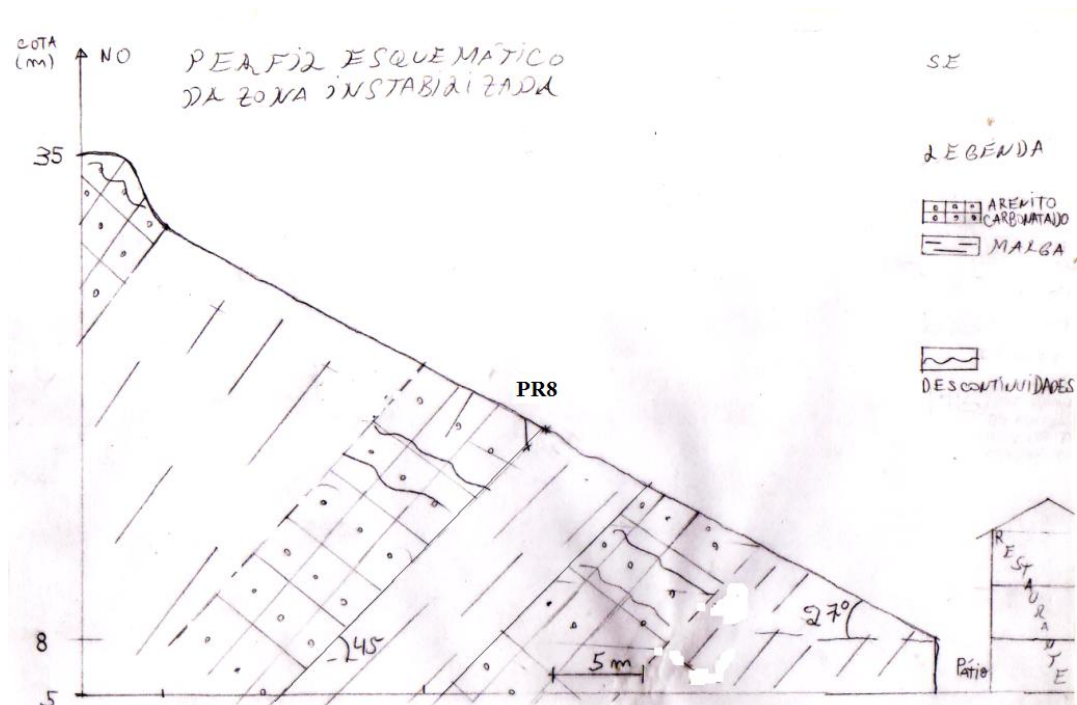


**Figura 4.83- Planta geológica-geotécnica da área instabilizada, onde se encontram implementados os perfis PR6 a PR9**

Com base nesta cartografia, foi elaborado o perfil geológico e geotécnico esquemático representado na **Figura 4.84**. A inclinação das camadas dos arenitos carbonatados, foi estimada com base na posição do perfil PR8, da espessura desta camada de arenito detetada, e do limite provável inferior em planta dessa camada, estimado pelos perfis PR6 e PR7. Assim, e a nível de estimativa, a inclinação dos estratos de arenito deverá estar entre 40° e 50°, compatível de resto, com as atitudes medidas na galeria de reconhecimento. Considerou-se assim, para o traçado do perfil esquemático um valor médio de 45°.

Do sopé do talude para a crista, identificam-se esquematicamente as seguintes camadas:

- Formações margosas ou argilosas;
- Arenito carbonatado;
- Marga;
- Arenito carbonatado;
- Marga;
- Arenito carbonatado, que se identifica no “degrau” próximo da crista do talude. Esta última camada, à cota aproximada de 35 m, apresenta-se intensamente fraturada, podendo ser uma primeira evidência de um antigo escorregamento planar.



**Figura 4.84- Perfil esquemático da zona instabilizada, resultante do reconhecimento de superfície e dos perfis de resistividade elétricos**

Com base no corte geológico e geotécnico esquemático da **Figura 4.84**, no conhecimento obtido no reconhecimento geológico de superfície, e em todos os trabalhos de prospeção elaborados, bem como nos valores obtidos nos poucos ensaios executados sobre os materiais das várias formações presentes, considera-se que a instabilização desta encosta, originada pelo avanço dos edifícios na sua base, obrigando ao corte do pé do talude sem a conveniente execução de uma estrutura de suporte conveniente, se dá por um fenómeno de fluência do tipo arrefiamento. Este termo poderá ser traduzido para arrefiamento, pelo facto de afetar as camadas rochosas que afloram ao longo do talude, obrigando-as a uma flexão na direção da vertente. Após a fracturação por flexão dessas camadas em blocos de diversas dimensões, existem condições para ocorrer, caso a resistência das formações não seja suficiente para garantir a estabilidade do todo, um escorregamento planar mais ou menos lento.

A profundidade desse escorregamento planar deverá estar relacionada com o corte feito no sopé do talude, ou seja, com a altura (cerca de 3m) do muro de alvenaria em tijolo aí existente, tal como se mostra no ponto seguinte.

#### **4.6. ESTABILIDADE DO TALUDE INTERIOR POR EQUILÍBRIOS LIMITES**

Para se tentar determinar a massa potencialmente instável, bem como a situação mais desfavorável, optou-se por utilizar, de entre os vários métodos de equilíbrios limites, o de Morgenstern e Price, já que é considerado um dos mais fiáveis.

Aplicou-se o programa SLOPEW da GeoSlope, na versão disponível no IPTM IP, no perfil esquemático elaborado no ponto **4.5**, tendo-se em atenção os seguintes pressupostos:

- O mecanismo que despoleta a instabilização será a fluência do tipo arreamento;
- Iniciando-se, este mecanismo provoca a fratura dos estratos dos arenitos carbonatados, por superfícies sensivelmente paralelas à superfície do talude;
- A instabilização que se poderá potencialmente dar na encosta, para além de escorregamentos de blocos e pequenas massas muito superficiais, será aproximadamente do tipo planar;
- Interessa determinar a que profundidade se situará esse potencial plano de escorregamento, bem como o seu ponto inicial de maior cota;

Não havendo ensaios que permitam conhecer o ângulo de atrito das discontinuidades do arenito carbonatado, optou-se por pesquisar a bibliografia. Considerando-se uma análise probabilística, e simulou-se com um número adequado ao caso presente, 2000 cálculos pelo método de Monte Carlo, tendo-se iniciado assim a verificação de estabilidade do talude. A pesquisa bibliográfica permitiu igualmente arbitrar, para além do valor médio da distribuição, um razoável desvio padrão. Em todas as simulações de Monte Carlo, nas características geotécnicas dos vários materiais, foi sempre considerada uma lei de distribuição normal.

Os cálculos realizados seguiram os seguintes princípios:

- Existe uma superfície freática a cerca de 2m de profundidade;
- Foi considerada uma superfície potencial de rotura planar, ligeiramente abaixo da superfície freática, tendo sido determinado o coeficiente de segurança associado;
- A superfície potencial de escorregamento planar foi descida em seguida aproximadamente 0,5m, e o cálculo do fator de segurança recalculado;
- No total, efetuaram-se sete verificações de estabilidade em que a superfície potencial de rotura se situa a profundidades crescentes;
- Para a respetiva superfície planar calculada, o SLOPEW fez em seguida uma otimização que determinasse a nova superfície que, por troços retos, e mantendo-se próxima da superfície definida anteriormente, apresentasse então o menor coeficiente de segurança associado. Incluiu-se na pesquisa e perto do topo do talude, a abertura de uma fenda com o máximo de 1m de profundidade.

Na **Figura 4.85**, a coluna da esquerda mostra a geometria considerada para cada situação analisada, a coluna central fornece o coeficiente de segurança (**Quadro 4.13**) calculado para a exata superfície planar definida na coluna da esquerda, e a coluna da direita exhibe a otimização da referida superfície.

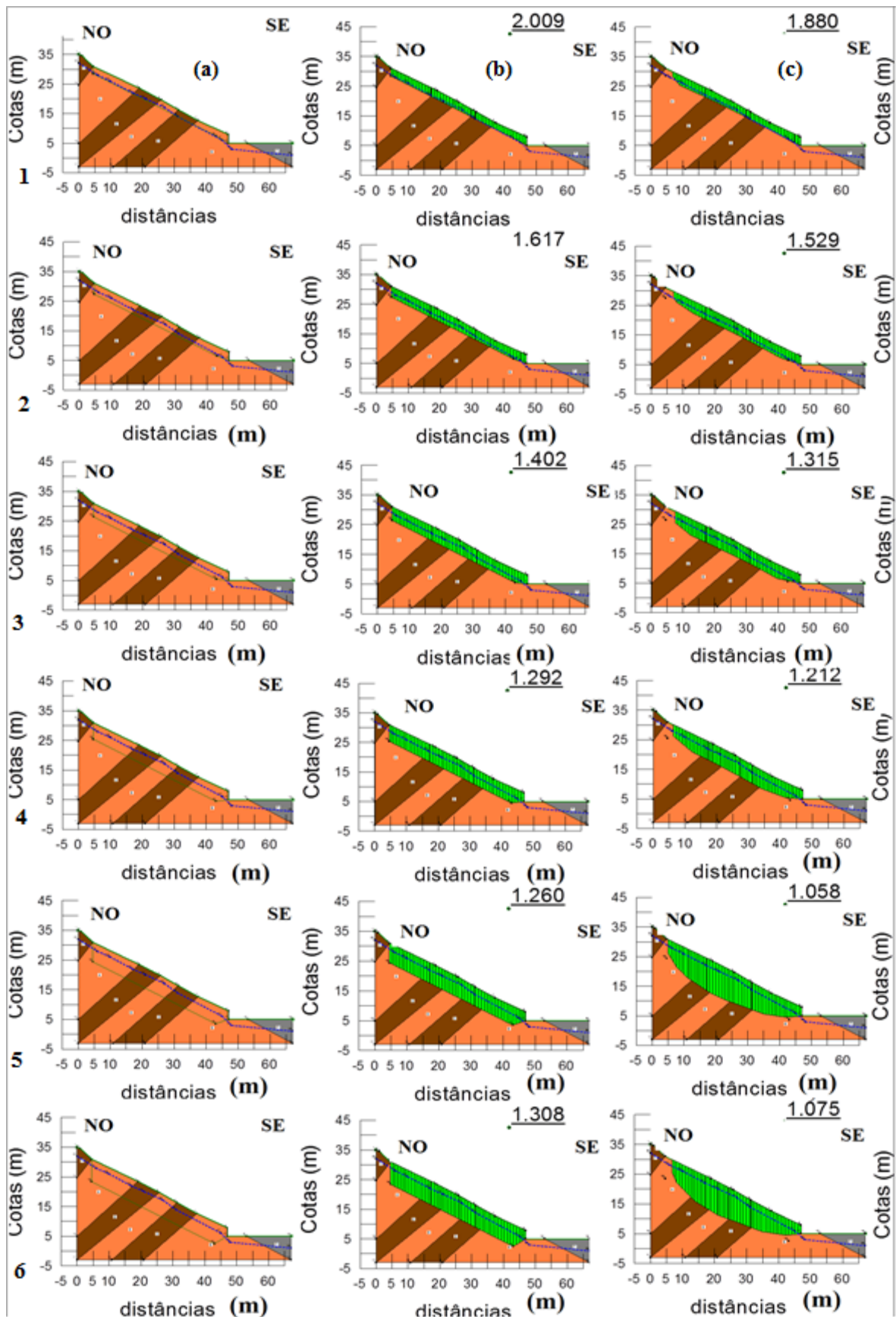


Figura 4.85- Sete situações de cálculo: (a) Geometria do talude interno (esquerda); (b) Área instabilizada para uma superfície de rutura puramente planar em (centro); (c) Superfície de rutura otimizada, para a área instabilizada (direita)

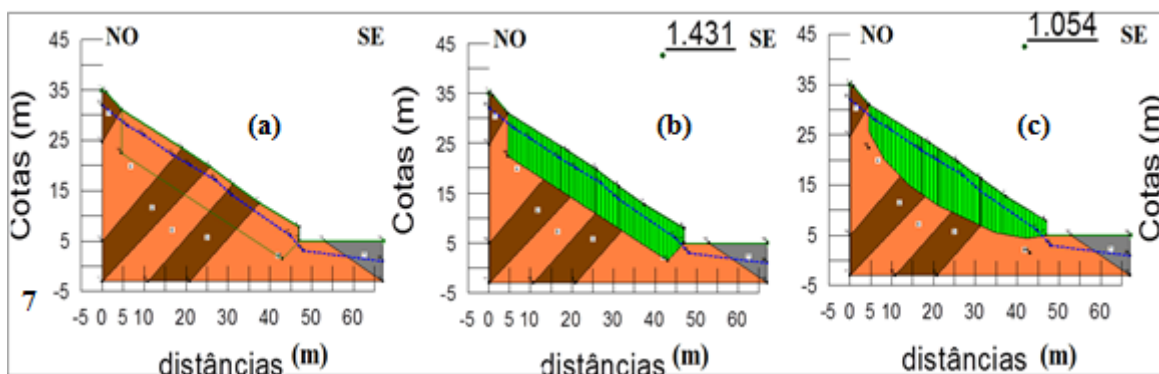


Figura 4.85 – Continuação

**Quadro 4.13 – Coeficientes de segurança obtidos para sete situações na verificação de estabilidade do talude interior, considerando uma superfície de rutura puramente planar e a sua otimização**

Coeficiente de segurança		
Cálculo (n.º)	Rutura puramente planar	Rutura otimizada
1	2	1,9
2	1,6	1,5
3	1,4	1,3
4	1,3	1,2
5	1,3	1,1
6	1,3	1,1
7	1,4	1,1

Simulando a situação do escorregamento puramente planar indicado na coluna central (Figura 4.85), nota-se que o coeficiente de segurança diminuiu até ao quinto cálculo, o qual corresponde grosseiramente à cota da base do muro de suporte, e aumentou nas duas últimas situações, as quais no entanto, respeitam a uma superfície já muito profunda.

Pelo contrário, na coluna da direita, como é pesquisada automaticamente a superfície de rutura mais desfavorável dentro da massa estipulada, as três últimas verificações de estabilidade, apresentam o mesmo coeficiente de segurança, pelo que se depreende que a superfície potencial de rutura determinada foi sensivelmente a mesma.

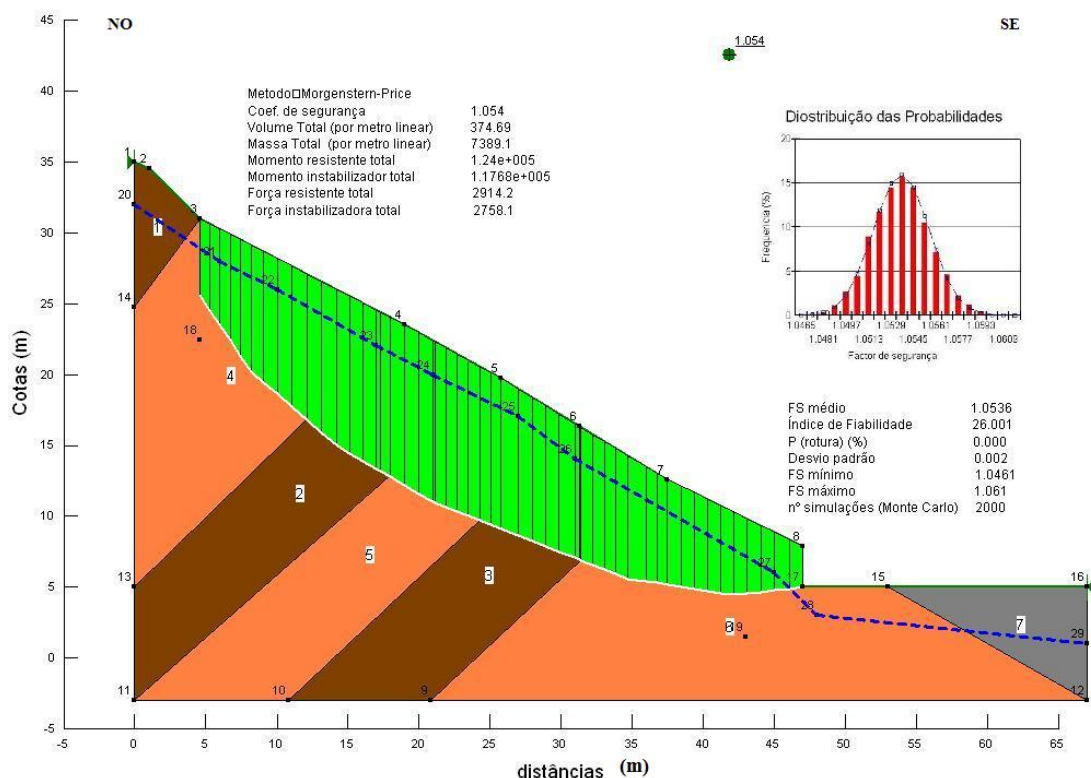
De seguida na Figura 4.86, analisou-se detalhadamente o fator de segurança, do cálculo n.º7 apresentado na Figura 4.85.

Com esta superfície de rutura, o volume potencialmente instabilizado por metro de comprimento do talude, é 374 m<sup>3</sup>.

Como se pode observar, o coeficiente de segurança calculado é 1.054, referente a uma análise probabilística que apresenta uma probabilidade de rotura nula com um índice de fiabilidade de 26.

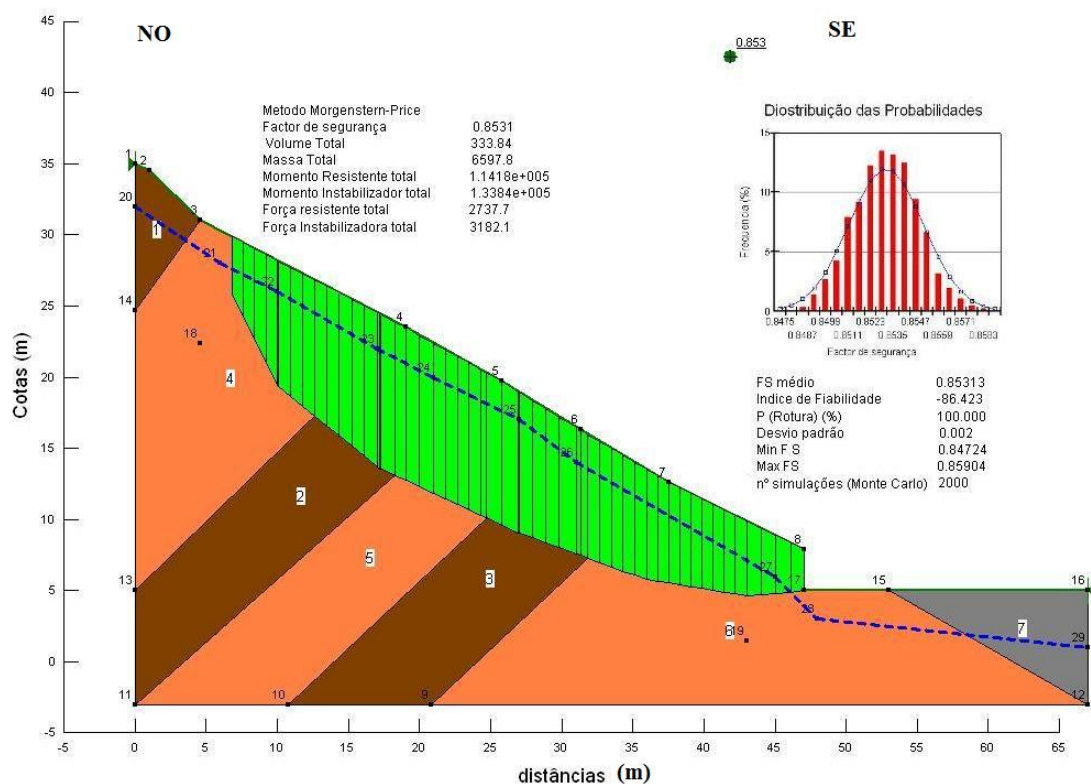
O valor do coeficiente de segurança obtido é demasiado baixo, não sendo aceitável nem face aos códigos existentes, nem ao estado da arte. Assim, a análise pseudo-estática do talude, simulou o comportamento da vertente a um sismo relativamente fraco para a área de S. Martinho do Porto, tendo-se usado uma aceleração horizontal e vertical da gravidade, correspondente a 12% e 6%.





**Figura 4.86- Verificação de segurança do talude interno da “concha” para a situação mais desfavorável**

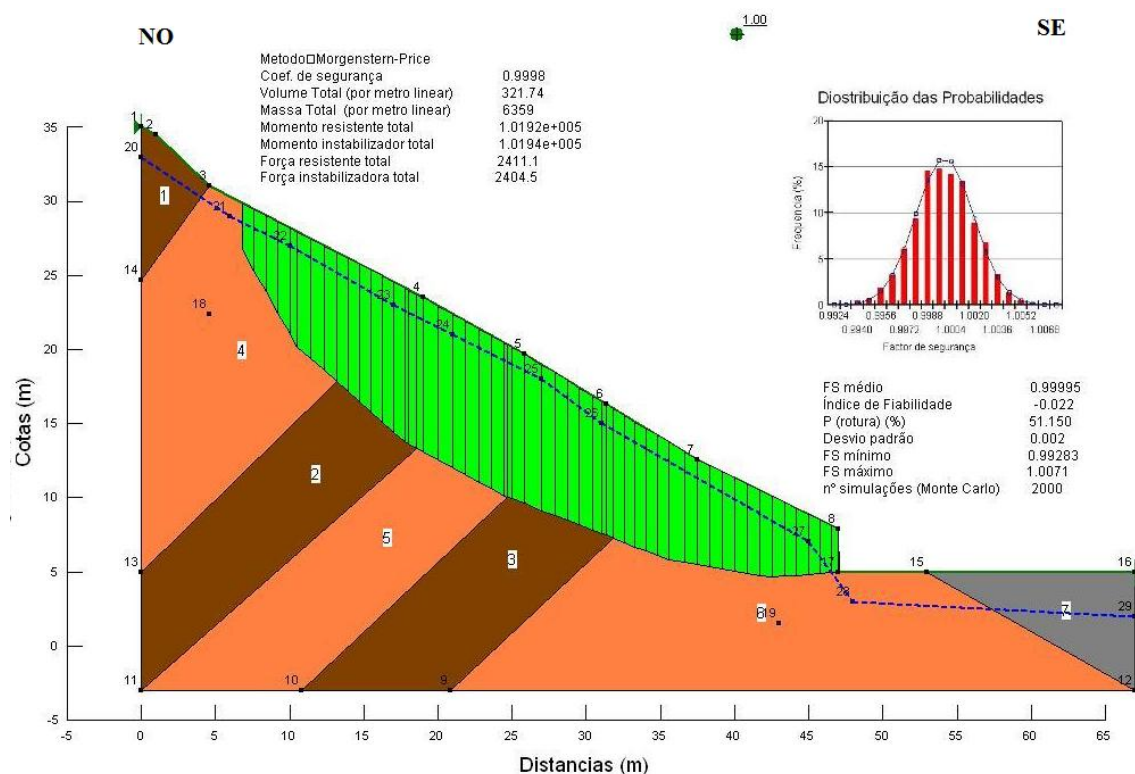
A investigação obtida encontra-se na **Figura 4.87**. Como se pode analisar, mesmo com um sismo fraco, o coeficiente de segurança baixa para valor substancialmente inferior à unidade, para uma probabilidade de rotura de 100%.



**Figura 4.87- Verificação de segurança do talude interno da “concha” para uma situação sísmica**



Para se obter a sensibilidade ao possível comportamento do talude, considerou-se novamente a situação estática, mas agora subindo em cerca de 1m, a superfície freática. O resultado obtido encontra-se sumariizado na **Figura 4.88**. Observa-se que o coeficiente de segurança obtido é 1.00, para uma probabilidade de rotura da ordem dos 50%.



**Figura 4.88- Verificação de segurança do talude interno da “concha”, subindo em 1m o nível freático, por uma análise estática**

Em conclusão, pode-se dizer:

- O equilíbrio atualmente existente na encosta é deficiente, podendo uma solicitação significativa, despoletar o acréscimo das ações instabilizadoras, quer seja por subida dos níveis freáticos, quer devido a pequenos sismos que ocorram;
- A massa potencialmente instável envolve um volume da ordem dos 370 m<sup>3</sup>, por metro de talude.
- A superfície mais provável de romper, aproximadamente planar, passa pelo sopé do corte executado na base da vertente, aquando da ampliação do restaurante contra o interior do talude.



## 5. CONCLUSÃO E PROPOSTAS DE TRABALHO FUTURO

Neste capítulo extraem-se as considerações julgadas pertinentes sobre o tema desenvolvido e sugerem-se algumas propostas de investigação futura.

Como conclusões da dissertação:

- Foi feita uma análise bibliográfica cuidada do estado da arte relativo à instabilização de arribas, uma breve compilação da informação geológica e geotécnica existente, assim como uma revisão dos métodos de estudo aplicados nesta dissertação;
- Realizou-se um reconhecimento geológico de superfície geral, em todo o esporão nordeste da “concha”, que depois de completado pela prospeção elétrica, deu origem ao modelo 3D realizado nesta dissertação;
- Foi estudado como galeria de prospeção pela técnica da amostragem linear e à escala (1:50), o túnel parcialmente revestido que atravessa todo o esporão, desde a face da concha interna até à face exterior do lado do mar;
- Foram efetuados cinco perfis de resistividade elétrica, estendidos ao longo do topo do esporão com diversas configurações, correções e tratamentos, tendo a profundidade atingida (cerca de 40m), ultrapassado a cota da base do túnel, entretanto devidamente identificado em cálculos intermédios. Tal, conjuntamente com o levantamento de pormenor na galeria, permitiu o zonamento geotécnico da mesma, e tornou possível a posterior interpretação das medições de resistividade elétrica pela correção de inversão, nos perfis elétricos da área instabilizada. Estas interpretações nessa área fizeram-se à custa de uma credibilidade de um RMS entre 18% e 45%, só com valores finais registados no resistivímetro com desvio padrão inferior a 3%, para cerca de 90% das medições idealizadas. Na área sobre o topo do esporão, o perfil PR5 apresentou um RMS de 2% para cerca de 1000 medições, com um aproveitamento de leituras de 99%, todas com um desvio padrão associado de 0%;
- Foi igualmente possível determinar e distinguir as resistividades dos arenitos, por um lado, e das margas e argilas, por outro, devidamente validadas por três perfis de resistividade realizados alternadamente em condições secas e húmidas, assentes por sua vez, em duas configurações distintas;
- Com base no conhecimento da estrutura geológica no esporão, e das resistividades das formações ocorrentes, foi possível então interpretar os perfis de resistividade executados na zona instabilizada e, assim, esboçar a cartografia geológica e geotécnica esquemática da zona, bem como elaborar um perfil geológico-geotécnico esquemático representativo;
- Desta forma, foi possível determinar a disposição e atitude das várias camadas, inclinadas na direção do mar sensivelmente 45°, possivelmente em consequência da tectónica diapírica;
- Com base nesse perfil esquemático, e tendo em atenção o facto de a encosta mostrar sinais de alguma instabilização após o corte do pé da vertente, aquando da ampliação do edifício

do restaurante de encontro ao talude, foi possível estabelecer as causas e mecanismos de instabilização;

- Face aos elementos disponíveis, admite-se que o mecanismo de instabilização será do tipo fluência do tipo arreamento.;
- Após aquele mecanismo provocar a fracturação mais ou menos paralela à superfície do talude, das camadas mais rijas e resistentes, os arenitos carbonatados, deve-se desenvolver um movimento de instabilização tipo planar, envolvendo a resistência ao corte das camadas argilosas e margosas, e a mobilização do atrito nas superfícies de descontinuidade das camadas do arenito carbonatado.
- No que respeita ao uso de diversos parâmetros, entre os quais, as características resistentes das formações margosas-argilosas, e dos arenitos carbonatados, adotaram-se os valores determinados pelos ensaios laboratoriais, devidamente aferidos pela pesquisa bibliográfica (**Quadro 5.1**). Foi igualmente considerada uma lei de distribuição normal.

Litologia	Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )				Coesão (kPa)				Ângulo de atrito (°)			
	Média	Desvio padrão	Min.	Máx.	Média	Desvio padrão	Min.	Máx.	Média	Desvio padrão	Min.	Máx.
SC / SM / CL	19	0,2	18	20	35	0,3	33,5	36,5	25	0,4	23	27
Arenito carbonat. (rocha)	21	0,2	20	22					33	0,4	31	35

**Quadro 5.1 – Quadro resumo da média e desvio-padrão, dos parâmetros resistentes e do peso volúmico usados na verificação de estabilidade do talude instabilizado**

Este mecanismo foi evidenciado pelos cálculos de estabilidade realizados, os quais demonstram que o equilíbrio da vertente em estudo é precário (FS=1,1) e que, na eventualidade de pequenas ações sísmicas (FS=0,9) e/ou aproximação do nível freático (FS=1) à superfície do terreno, o desencadeamento de um escorregamento do tipo planar, torna-se provável.

Verificação de segurança	
Cálculo (n.º)	FS total da rutura otimizada
7	1,1
Subida do Nível freático	1
Sismo	0,9

- Deste modo, pensa-se ter determinado o mecanismo de instabilização da zona da encosta atrás do ISN IP e do restaurante, assim como as suas causas.

Devem-se mencionar duas propostas de trabalho futuras. A primeira mais localizada e circunscrita à área potencialmente instabilizada, compreenderá a definição da estrutura de suporte adoptada e o seu dimensionamento, e uma segunda de carácter de investigação, no caso, laboratorial, de desenvolvimento de diversos sensores aplicados e sua comunicação em tempo real.

Na continuação da investigação desenvolvida desde 2007, pelo projeto *FGeoteam*, o qual teve inicialmente como objetivo, a implementação de um *software* aplicado ao ensaio laboratorial da expansibilidade em solos. Para esta dissertação melhorou-se o mesmo, e criou-se uma aplicação generalizada para todos os ensaios laboratoriais passíveis de serem instrumentados por defletómetros digitais, a qual foi testada nos ensaios de resistência ao corte direto em solos.

Paralelamente e também para esta dissertação, foi criado um *hardware* devidamente testado no ensaio da compressão uniaxial em rochas, situação atual.

Pensa-se ter o mestrando dado o seu contributo, para que esta investigação multidisciplinar, que abrangeu especialidades tão diversas como a engenharia eletrotécnica, engenharia informática, engenharia civil, geologia e engenharia geológica, e futuramente, a engenharia mecânica, ter dado resposta ao que se propôs fazer nesta dissertação, não descurando a componente de investigação, sempre tão incentivada com as consecutivas BIC (bolsa de iniciação científica), e que se espera culminar no desenvolvimento de uma patente de *software* e *hardware*.

Este, futuramente, poderá ser aplicado fora do ambiente laboratorial na monitorização dos deslocamentos, em variadas situações. Parece uma inevitabilidade que a comunicação deste *software* a partir do *hardware FGeoteam*, tenderá a processar-se através da internet e/ou por sms do telemóvel, até aos responsáveis pela obra, entidade fiscalizadora e/ou entidades de proteção civil, conforme a gravidade, sempre em tempo real e com um período de recorrência de poucos segundos, cabendo então aos supracitados atuarem em conformidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abu-Shariah, M. I. I. (2009). *Determination of Cave Geometry by using a Geoelectrical Resistivity Inverse Model*. Engineering Geology nº 105.
- AGI (2008). *Instruction Manual for EarthImager 2D Resistivity and IP Inversion Software*. Advanced Geosciences, Inc., Austin, Texas.
- Águas, C.; Almeida, J. A.; Kullberg, J. C. & Costa, C. N. (2003). *Estudo geotécnico sobre a estabilidade de blocos de granito na Serra de Sintra*. Ciências da Terra (UNL), Lisboa, nº esp. V, CD-ROM.
- Almeida, C., Mendonça, J. J. L., Jesus, M. R. & Gomes, A. J. (2000). *Sistemas Aquíferos de Portugal Continental*. Instituto da Água.
- ASTM D 3080 (1998): *Ensaio de resistência ao corte de solos consolidados drenados*.
- ASTM D 2166 (2006): *Resistência à compressão uniaxial não confinada de uma rocha*.
- ASTM D- 2487 (2006): *Classificação Unificada Revista*.
- Borges, L. & Correia, A. (2003). *Escorregamentos de Terra e Queda de Blocos – O Exemplo do Passeio das Fontainhas (Porto)*. 29 a 30 de setembro, Seminário “Riscos Geológicos”.
- Bromhead, E. (1992). *The stability of slopes*. Chapman & Hall, London, 2nd. ed.
- Cândido, M. A. F. (2010). *Contributo para a Gestão do Risco Geotécnico na Construção de Túneis*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Carcedo, F. J. A (1990). *Introducción a los riesgos geológicos*. In *Riesgos Geológicos – Série Geologia Ambiental*, Curso de Riesgos Geológicos. Inst. Geol. y Min. Espana, Madrid.
- Carvalho, J. M. & Chaminé, H. I. (2004). *O Papel da Fracturação e da Alteração Profunda em Estudos de Prospeção Hidrogeológica: os Casos das Regiões de Oliveira de Azémeis e de Fafe (Maciço Ibérico, NW de Portugal)*. Geociências, Rev. Univ. Aveiro, vol. 16.
- CCDR-LVT (2006). *Ocupação das Faixas de Risco e Áreas do Domínio Hídrico sob Jurisdição da CCDR-LVT na Área de Intervenção do POOC Alcobaça – Mafra*.
- Cendrero, A. & Dramis, F. (1996). *The Contribution of Landslides to Landscape Evolution in Europe*. Geomorphology, n. 15.
- Coronado, J. A. (2006). *Avaliação da Suscetibilidade a Deslizamentos por Meio do Uso do Sistema de Informações Geográficas: Aplicação em uma Área do Eixo Cafeteiro Colombiano*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília.



Costa, E. A. (2005). *Avaliação de Ameaças e Risco Geotécnico Aplicados à Estabilidade de Taludes*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

De Freitas, M. H. & Watters, R. J. (1973). *Some field examples of toppling failure*. Géotechnique, vol. 23, n. 4.

Dikau, R.; Brunsden, D.; Schrott, L. & Ibsen, M. L. (1996). Introduction. In R. Dikau, D. Brunsden, L. Schrott & M.L. Ibsen (eds.), *Landslide recognition – Identification, movement and courses*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Report N.1 of the European Commission Environmental Programme.

Dinis, J. L. & Tavares, A. O. (2005). *Susceptibilidade geomorfológica da Costa Ocidental Portuguesa a Tsunamis*. Comunicações ao III Congresso sobre Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa, Maputo (Moçambique), 5-8 Outubro; (CD-ROM).

DRARN – Direcção Regional do Ambiente e Recursos Naturais de Lisboa e Vale do Tejo (1997). *Parecer sobre as condições de estabilidade Geológica e Geotécnica existentes e sobre medidas imediatas a adoptar para ordenamento da zona Costeira em S. Martinho do Porto e foz do Arelho*, Lisboa.

EN (2000) – Norma 12407: *Análise petrográfica*.

Especificação LNEC E 195 (1966): *Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*.

Especificação LNEC E 200 (1967): *Determinação da expansibilidade em solos*.

França, C. J. & Zbyszewski, G. (1963). Carta Geológica de Portugal na Escala 1/50 000 e Notícia Explicativa da folha 26-B Alcobaça. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

Galhano, A. Carlos (2012). *Argilas do sinclinal A-dos-Francos - Propriedades e aplicações cerâmicas*.

Gandolfo, O. C. B. (2007). *Um estudo do imageamento geoléctrico na investigação rasa*. Dissertação de Doutoramento em Recursos Minerais e Hidogeologia. Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Geotomo Software (2010). *Rapid 2-D Resistivity & IP inversion using the least-squares method Wenner ( $\alpha, \beta, \gamma$ ), dipole-dipole, inline pole-pole, poledipole, equatorial dipole-dipole, offset pole-dipole, W-S, gradient and non-conventional arrays On land, water and cross-borehole surveys*. Penang, Malaysia.

Grandjean, G.; Gourry, J. C.; Sanchez, O.; Bitri, A. & Garambois, S. (2011). *Structural study of the Ballandaz landslide (French Alps) using geophysical imagery*. Journal of Applied Geophysics vol. 75.

Greenway, D.R. (1987). *Vegetation and Slope Stability*. In: M.G. Anderson & K.S. Richards (eds.), John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Chapter 6.

Grøneng, G.; Lu, M.; Nilsen, B. & Jenssen, A. (2010). *Modelling of time-dependent behavior of the Basal sliding surface of the Åknes Rockslide area in western Norway*. Engineering Geology n° 114 (2010).

Group, F. & Taylor, (2005). *Geotechnical Engineering Investigation Handbook* part1, 2ª edição, editora CRC.

Guerra, N. M. C. (2008). Apontamentos da cadeira de Mecânica dos solos, Licenciatura em Engenharia geológica, ano lectivo 2007/2008, FCT-UNL.

Gyulai, Á., Ormos, T. & Dobroka, M. (2010). *A quick 2-D geoelectric inversion method using series expansion*. Journal of Applied Geophysics vol. 72.

Hansen, A.(1984). *Landslide hazard analysis*. In: D. Brunsden& D. B. Prior (ed.), Slope Instability. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Chapter 13.

Henriques, V. (2005). *Enquadramento Geográfico da Região de S. Martinho do Porto*. In: *A Baía de São Martinho do Porto Aspetos Geográficos e Históricos*. Edições Colibri, Lisboa, Portugal.

Hoek, E. & Bray, J. W. (1994). *Rock slope engineering*. Chapman & Hall (publ. for the Institution of Mining and Metallurgy), London, 3rd ed.

Iris Instruments. (2003). *Syscal Switch user´s Manual*. Orléans, France.

ISRM, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1978). *Suggested methods for determining tensile strength of rock materials*. Int. J. Rock Mechanics Min. Sciences & Geomech. Abstracts, vol. 15.

ISRM – International Society for Rock Mechanics (1981). *Basic geotechnical description of rock masses*. Int. J. Rock Mechanics Min. Sciences & Geomech. Abstracts, vol. 18.

Kneisel, C. (2006). *Assessment of subsurface lithology in mountain environments using 2D resistivity imaging*. Geomorphology nº 80.

Kullberg, J. C. R. (2000). *Evolução Tectónica Mesozóica da Bacia Lusitaniana*. Dissertação de Doutoramento em Geologia Estrutural. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Lamas, P. C. C. (1998). *Os taludes da Margem Sul do Tejo Evolução geomorfológica e mecanismos de rotura*. Dissertação de Doutoramento em Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Neto, E. P. (2007). *Estudo geológico e geomecânico em antigas explorações mineiras: o caso da mina das Aveleiras*. Dissertação de Mestrado em Minerais e Rochas Industriais na Área de Georrecursos. Universidade de Aveiro, Aveiro.

NP (1966) - Norma Portuguesa NP-84: *Solos. Determinação do teor em água*.

NP (1969) - Norma Portuguesa NP-143: *Solos. Determinação dos limites de consistência*.

NP (2005) – Norma Portuguesa NP-13755: *Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação da absorção de água à pressão atmosférica*.

NP (2006) – Norma Portuguesa NP-13373: *Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação das características geométrica de elementos em pedra*.

NP-EN (2007) – Norma Portuguesa NP-14147: *Determinação de resistência ao envelhecimento por nevoeiro salino*.

- Oliveira, J. P. L. (2009). *Caracterização da pluma de contaminação numa antiga lixeira com o método de resistividade eléctrica*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Georrecursos). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Oliveira, R. (1990). *Geologia de Engenharia: notas de aulas do curso de mestrado de geologia de engenharia*. Universidade Nova de Lisboa, Costa da Caparica.
- Prandini, L.; Guidicini, G.; Bottura, J.A; Ponçano, W.L. & Santos, A.R. (1977) - *Behavior of the vegetation in slope stability: a critical review*. Bull. IAEG , n. 16.
- Preinl, R. Z. B. V. (2011). *Erros na aplicação das classificações geomecânicas e respectiva correção*. Jornada ADIF, Madrid.
- Rocha, M. (1977). *Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência*. Memória nº 491, LNEC, Lisboa.
- Rocha, M. (1981). *Mecânica das Rochas*. LNEC, Lisboa.
- Santos Ferreira, A. & Dias, E. (2007). *Análise das Condições de Estabilidade das Arribas de São Martinho do Porto*. Nota Técnica - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P., Lisboa. (Não publicado)
- Santos Ferreira, A. & Dias, E. (2010). *Análise das Condições de Estabilidade das Arribas de São Martinho do Porto*. Nota Técnica - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P., Lisboa. (Não publicado)
- Sastry, R. G., Mondal, S. K. & Pachauri, A. K. (2006). *2D Electrical Resistivity Tomography of a Landslide in Garhwal Himalaya*. 6<sup>th</sup> International Conference & Exposition on Petroleum Geophysics “Kolkata 2006”.
- Silva, A. P. F. (2000). *Cartografia Geotécnica do concelho de Almada e o sistema de informação Geo-Almada*. Dissertação de Doutor em Geotecnia, na especialidade de Geologia de Engenharia, FCT-UNL, Lisboa.
- Skempton, A. W. & Hutchinson, J. (1969). *Stability of natural slopes and embankment foundations*. State of the art report Proc. 7th Int. Conf Soil Mech. Found. Engng. (Mexico). Stateoftheart volume.
- Só Argilas – Comércio de Barros, S. A. (2011). *Caracterização dos Materiais Silto-Argilosos do Barreiro de Bustos*. Universidade de Aveiro com a supervisão da Argex.
- Teixeira, S. B. (2009). *Geodinâmica, Ocupação e risco na praia Maria Luísa (Albufeira)*. Faro: Departamento de Recursos Hídricos do Litoral.
- Terzaghi, K. (1950). Mechanism of landslides. In: Application of Geology to Engineering Practice. The Geological Society of America, Engineering Geology (Berkey) volume.
- Vallejo, L.; Ferrer, M.; Ortunõ, L. & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall. Madrid.
- Varnes, D. J. (1978). *Slope movement, types and processes*. In: R. L. Schuster & R. J. Krizek (eds.), Landslides - Analysis and Control. Nat. Acad. of Sciences, Washington D.C.. Transportation Research Board Special Report 176.

Varnes, D. I. (1984) - *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. UNESCO-Landslides Hazards, Series 3, Paris.

Xavier, F. F. (2004). *Aplicação da Sondagem Geofísica – Método Eletroresistividade – Na Locação de Poços Tubulares Profundos*. XIII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, São Paulo, Brasil.

Zaruba, Q. & Mencl, V. (1982) – *Landslide sand their control*. Elsevier Scientific Publ. Co., Amsterdam, 2nd ed.

Zêzere, J. L.; Pereira, A. R. & Morgado, P. (2006). *Perigos Naturais e Tecnológicos no Território de Portugal Continental*. Universidade de Lisboa, Lisboa.

Zhu, J.; Currens, J. C. & Dinger, J. C. (2011). *Challenges of using electrical resistivity method to locate karst conduits—A field case in the Inner Bluegrass Region, Kentucky*. Journal of Applied Geophysics n° 7.

## ANEXOS





## ANEXO I – PROSPEÇÃO ELÉTRICA



## **ANEXO I 3 A**

### **MEDIDAS PREVENTIVAS DE SEGURANÇA**

Aquando das descargas de voltagem, um técnico que não cumpra as medidas que se seguem corre risco de morte:

- 1) Se os elétrodos de corrente se forem introduzidos em solo húmido e/ou solo cuja percentagem de matéria orgânica seja relevante, devido à probabilidade de ocorrência de possíveis fogos na periferia da colocação dos elétrodos especialmente na altura das descargas. Antes de abandonar a área de investigação após a conclusão do ensaio, esta deve sofrer uma última inspeção.
- 2) A bateria externa deve ser o último componente sujeito a ligação para a execução do ensaio e não se deve nunca tocar nos polos.
- 3) É recomendado o uso de luvas e sapatos com proteção à eletricidade.
- 4) Nunca utilizar uma bateria externa com as especificações diferentes da recomendada pelo fabricante.
- 5) A partir do momento em que se começa o ensaio, nenhuma alteração dum parâmetro de última hora é permitida e não se deve tocar sequer nos elétrodos até ao ensaio estar concluído e a bateria externa desconectada.
- 6) No solo estão muitas vezes corpos condutores como cabos metálicos enterrados, redes metálicas, tubos de canalização e condutas, roupas, locais onde a voltagem vai-se acumular criando zonas de elevado risco de segurança, pelo que é aconselhado durante o ensaio não se ter nada, que possa servir de meio de propagação elétrica nas imediações da pessoa.
- 7) Os animais terrestres podem apanhar choques elétricos e evidenciar comportamentos estranhos

## ANEXO I 3 B

**Quadro I 3 B- Valores recomendados para o G e o fator geométrico (k) exclusivamente para 5 m de espaçamento entre elétrodos (Gandolfo, 2007)**

	Constante G	Fator geométrico K
<b>Arranjo</b> <b>Nível</b>	<b>D-D</b>	<b>D-D</b>
<b>1</b>	3	94,2
<b>2</b>	12	377
<b>3</b>	30	942,5
<b>4</b>	60	1885
<b>5</b>	105	3298,7
<b>6</b>	168	5277,9
<b>7</b>	252	7916,8
<b>8</b>	360	11309,7
<b>9</b>	495	15550,9
<b>10</b>	660	20734,5
<b>11</b>	858	26954,9
<b>12</b>	1092	34306,2
<b>13</b>	1365	42882,7

## ANEXO I 4 A

**Quadro I 4 A- Resumo pormenorizado de alguns dos aspetos mais relevantes sobre cada perfil de resistividade**

Nome da sequência	Perfil	Cabos	Q <sub>max</sub> (%)	Medições (Parâmetro de dimensionamento na sequência elétrica. Nos perfis geofísicos elétricos é o número de leituras virtuais que resultam numa única leitura real com um desvio padrão associado) “Stacks”	Tempo (ms)	Método	I (m)	Cota do Z XL (m)	Nível			RHO	VMN
									1	2 (2*a)	3 (3*a)	Mode	
Falésia	PR1	A + B	3	3 a 6	500	D - D	5	25	8	6	3	1	Baixo
	PR2	A + B	3	3 a 6	500	D - D	5	25	8	6	3	1	Baixo
	PR3	A + B	3	3 a 6	500	D - D	5	25	8	6	3	1	Baixo
	PR4	A + B	3	3 a 10	500	W - S	5	45	25	6	6	1	Baixo
	PR5	A + B	3	3 a 6	500	W - S	5	45	32	17	22	1	Baixo
Martinho1_5	PR6	A	3	3 a 8	500	D - D	0.5	2.5	25	16	22	1	Baixo
D48-25~	PR7	A	3	3 a 6	500	D - D	1	5	11	11	11	1	Baixo
	PR8	A	3	3 a 6	500	D - D	1	5	11	11	11	1	Baixo
	PR9	A	3	3 a 6	500	D - D	1	5	11	11	11	1	Baixo
Falésia	PR10	A	3	3 a 6	500	D - D	2	10	20	15	22	1	Baixo

## ANEXO I 4 B

Controlo do Ensaio do Resistivímetro em laboratório (Pré-Campo)																								
Multímetro DT-266																								
	Bateria				Garras								Electrodos								Vara			
	Teste		Regulador	Leitura	Electrodo-Vara		Leitura	Bateria - Resistivímetro		Leitura	Teste		Regulador	Nº	Leitura	Nº	Leitura	Nº	Teste		Regulador	Leitura		
	+	-			+	-		Regulador	+		-	Regulador							+	-			Positivo	Negativo
Voltagem	V	COM	V kΩ	12 V																				
Amperagem				A																				
Resistência																								



## ANEXO I 4 C

EXEMPLO																					
Ensaio: Perfil de resistividade																					
Controlo do ensaio "in situ"																					
Programa:		Galhano				Estimação										Esboço Perpendicular do perfil (mão)					
Equipamento		Resistivímetro				L		34,5													
PR Nº		23		(m)		Z		11													
Dispositivo		Dipolo - Dipolo				cota/m constante		X													
Marca/Modelo		Synca / Junior				cota/m variável															
Cabo		1-24		X		AB		1,5													
		25-48				Orientado		NE-SW													
				Teste				5 V		20 V		400 V		Outras Anotações							
Coord. GPS				Teste 1		Excluídos		Teste Par		Leitura real											
Latit.	Longit.	m	Nº	i=0	i=2968	Par	Nº	i=0	i=2968	q=*	q=0	q=*	q=1	q=*	q=2						
		0	1				1														
		1,5	2			1 ou 2	2														
		3	3			3 ou 4	3														
		4,5	4				4														
		6	5			5 ou 6	5														
		7,5	6				6														
		9	7	X		7 ou 8	7		X												
		10,5	8				8														
		12	9			9 ou 10	9														
		13,5	10				10														
		15	11			11 ou 12	11														
		16,5	12				12														
		18	13			13 ou 14	13														
		19,5	14				14														
		21	15			15 ou 16	15														
		22,5	16				16														
		24	17			17 ou 18	17														
		25,5	18				18														
		27	19	X		19 ou 20	19	X		X		X					Só leu nos 400 V. Voltímetro = 11 Volt				
		28,5	20				20														
		30	21			21 ou 22	21														
		31,5	22				22														
		33	23			23 ou 24	23														
		34,5	24				24														
				Local								Responsável									
X = confirma-se																					
				Data								Verificou									

**Legenda**

**Figura I 4 C- Controlo da prospeção *in situ* (Exemplo dum parcialmente preenchido)**

## ANEXO I 4 D

Restoring inversion parameters from file C:\Documents and Settings\XPMUse

Initial damping factor is 0.0500.  
Minimum damping factor is 0.0100.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00065  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.

Quadro I 4 D- Valores referência de alguns dos parâmetros utilizados na correção de inversão 3) pelo *software* Res2dinv. Alguns destes valores foram alterados consoante os casos

Restoring inversion parameters from file C:\

gs\XPMUser

Initial damping factor is 0.2500.  
Minimum damping factor is 0.1000.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00005  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.  
Model refinement used.

Quadro I 4 D – Continuação

Restoring inversion parameters from file C:\Documents and Settings\XPMUser

Initial damping factor is 0.2500.  
Minimum damping factor is 0.1000.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00065  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.

Quadro I 4 D - Continuação

Restoring inversion parameters from file C:\Documents and Settings\XPMUser

Initial damping factor is 0.0500.  
Minimum damping factor is 0.0100.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00065  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.  
Model refinement used.

#### Quadro I 4 D – Continuação

Restoring inversion parameters from file C:\Documents and Settings\XPMUse

Initial damping factor is 0.1500.  
Minimum damping factor is 0.0300.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00065  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.

Quadro I 4 D – Continuação



Restoring inversion parameters from file C:\Documents and Settings\XPMUser

Initial damping factor is 0.1500.  
Minimum damping factor is 0.0300.  
Line search is never used.  
Convergence limit is 5.0000.  
Minimum change in RMS error is 1.0000.  
Number of iterations is 5.  
Vertical to horizontal flatness filter ratio is 1.3330.  
User defined increase in layer thickness.  
Number of nodes between adjacent electrodes is 4.  
Smoothness constrain is only used on changes in model resistivity values.  
Number of topographical datum points is not reduced.  
Topographical modeling is to be carried out.  
Least-squares linear topographical trend to be removed.  
Jacobian matrix is recalculated for first 2 iterations.  
Increase of damping factor with depth is 1.2000.  
Topographic modeling is not carried out.  
Extended model is not used.  
Effect of side blocks is not reduced.  
Finest mesh is used.  
Damping factor is optimised at each iteration.  
No inter-model constrain is used in time-lapse inversion.  
Simultaneous time-lapse inversion is used.  
Thickness of first layer is 0.5000.  
Factor to increase thickness layer with depth is 1.0000.  
Finite difference method is used  
Width of blocks used is 1 times the unit electrode spacing  
Models blocks can have different widths  
RMS convergence limit is 1.0 percent  
Logarithm of apparent resistivity values are used for the inversion  
Resistivity/IP data are inverted sequentially  
Do not proceed automatically in sequential IP inversion  
IP damping factor is 0.1500  
Automatic IP damping factor is not used  
Cutoff factor for borehole data is 0.00065  
Range of resistivity values are limited.  
Upper resistivity cutoff limit is 20.00000  
Lower resistivity cutoff limit is 0.05000  
Average resistivity used.  
Model refinement used.

#### Quadro I 4 D - Continuação

## ANEXO I 4 E

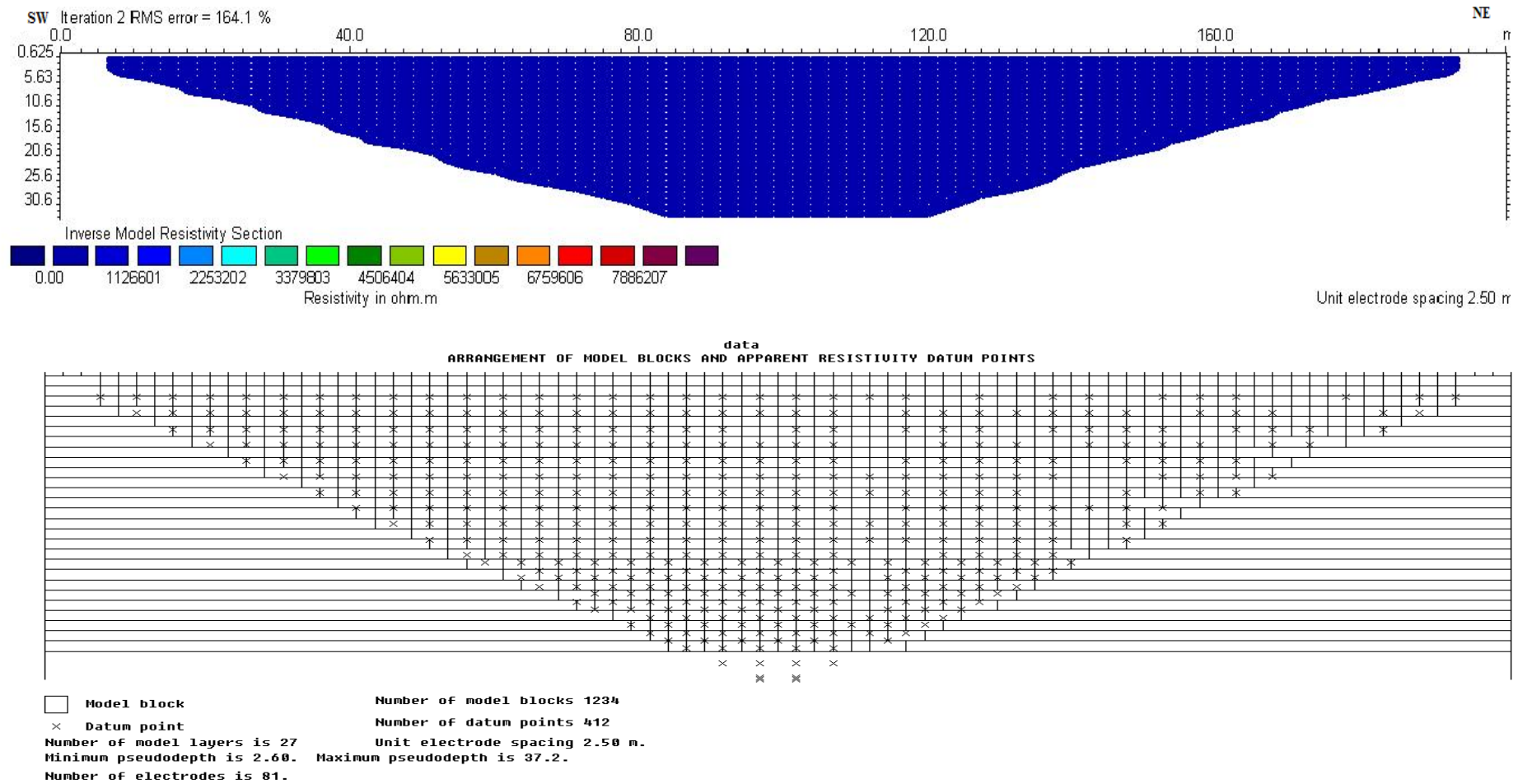


Figura I 4 E- Análise seca do perfil PR4\_DP>3%\_S, tem a configuração W-S e tratam dados de “saída”. Encontra-se para o primeiro o tratamento 1) DP>3%. O tratamento 5) de validação espacial das leituras encontra-se em baixo

## ANEXO I 4 F

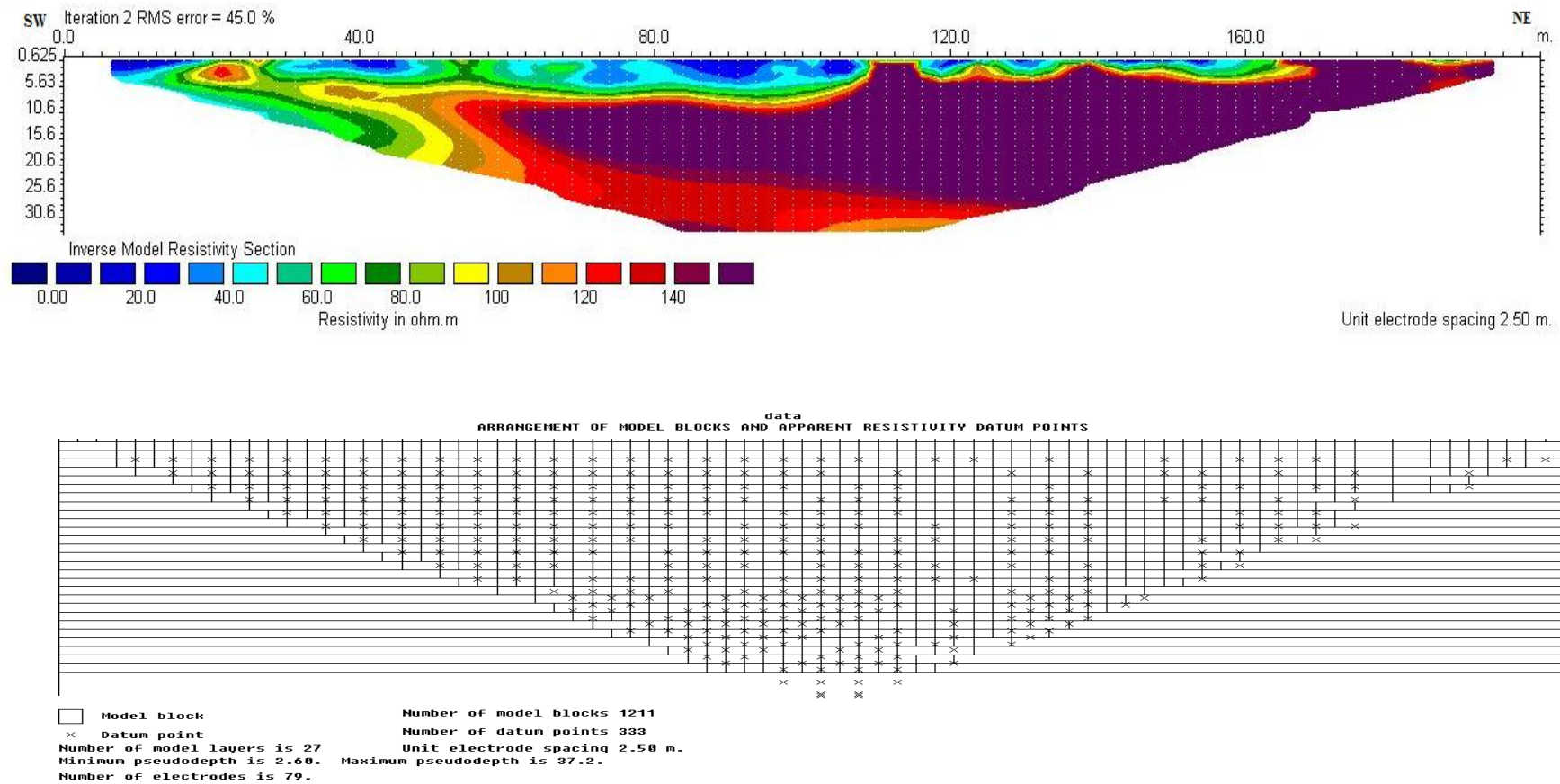
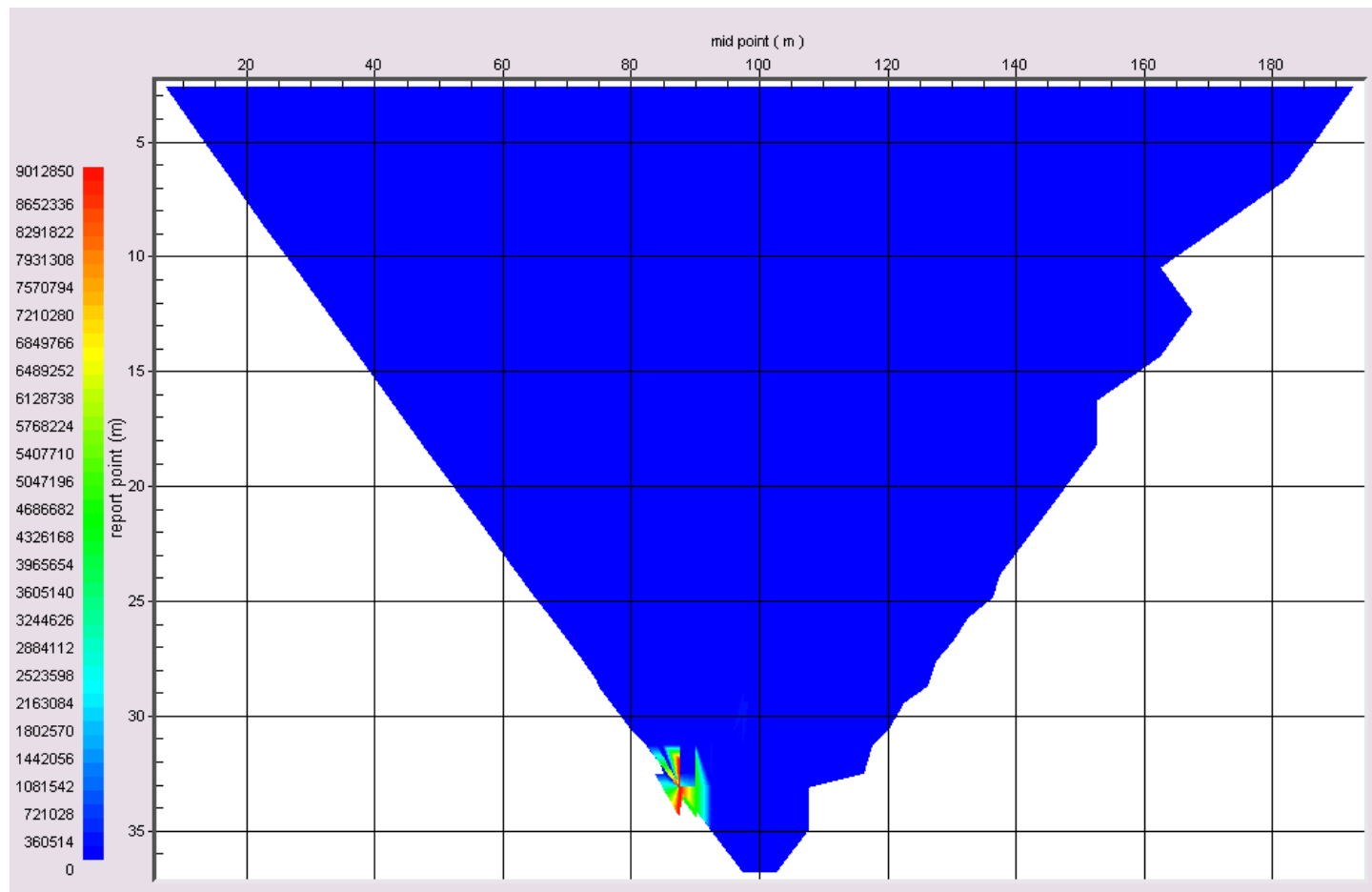


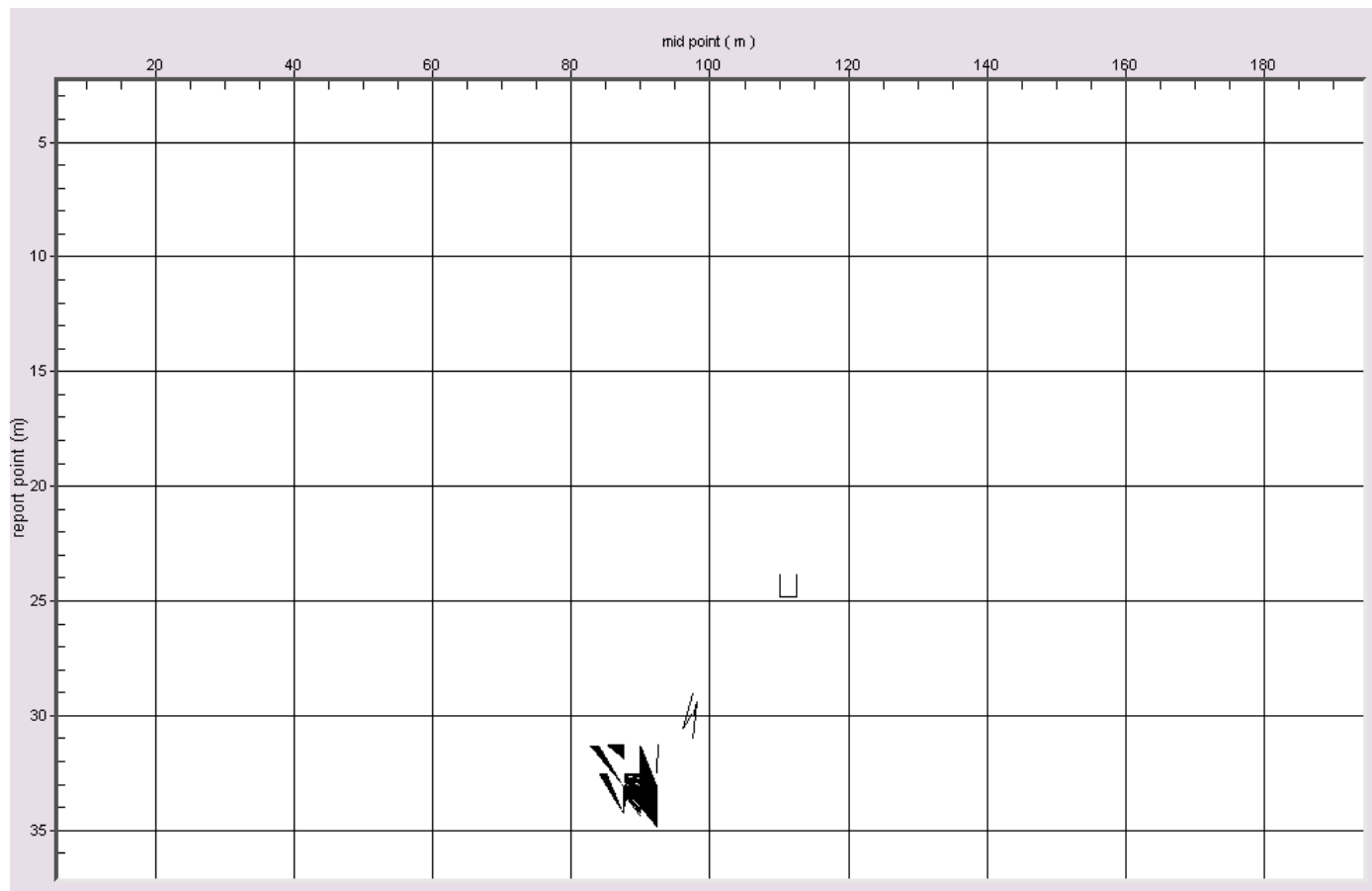
Figura I 4 F- Análise seca do perfil PR4\_DP<3%\_S, tem a configuração W-S e trata dados de “saída”. Executou-se o tratamento 1) DP<3% e o tratamento 5) de validação em baixo mencionado

## ANEXO I 4 G



**Figura I 4 G- Protocolo de tentativa de identificação e validação de anomalias, quando se sabe que estas existem, mas não se encontram visíveis na Correção 3)**  
**Inversão.- Análise seca no perfil PR4\_DP>3%\_S. O perfil PR4 tem a configuração W-S e trata os dados de “saída”. Encontra-se o tratamento 1) DP>3%**

## ANEXO I 4 H



**Figura I 4 H- Protocolo de tentativa de identificação e validação de anomalias, quando se sabe que estas existem, mas não se encontram visíveis na Correção 3)**  
**Inversão.- Análise seca e húmida, PR4\_DP>3%\_S. O perfil PR4 tem a configuração W-S e trata os dados de “saída”. Encontra-se o tratamento 1) DP>3%**

## ANEXO I 4 I

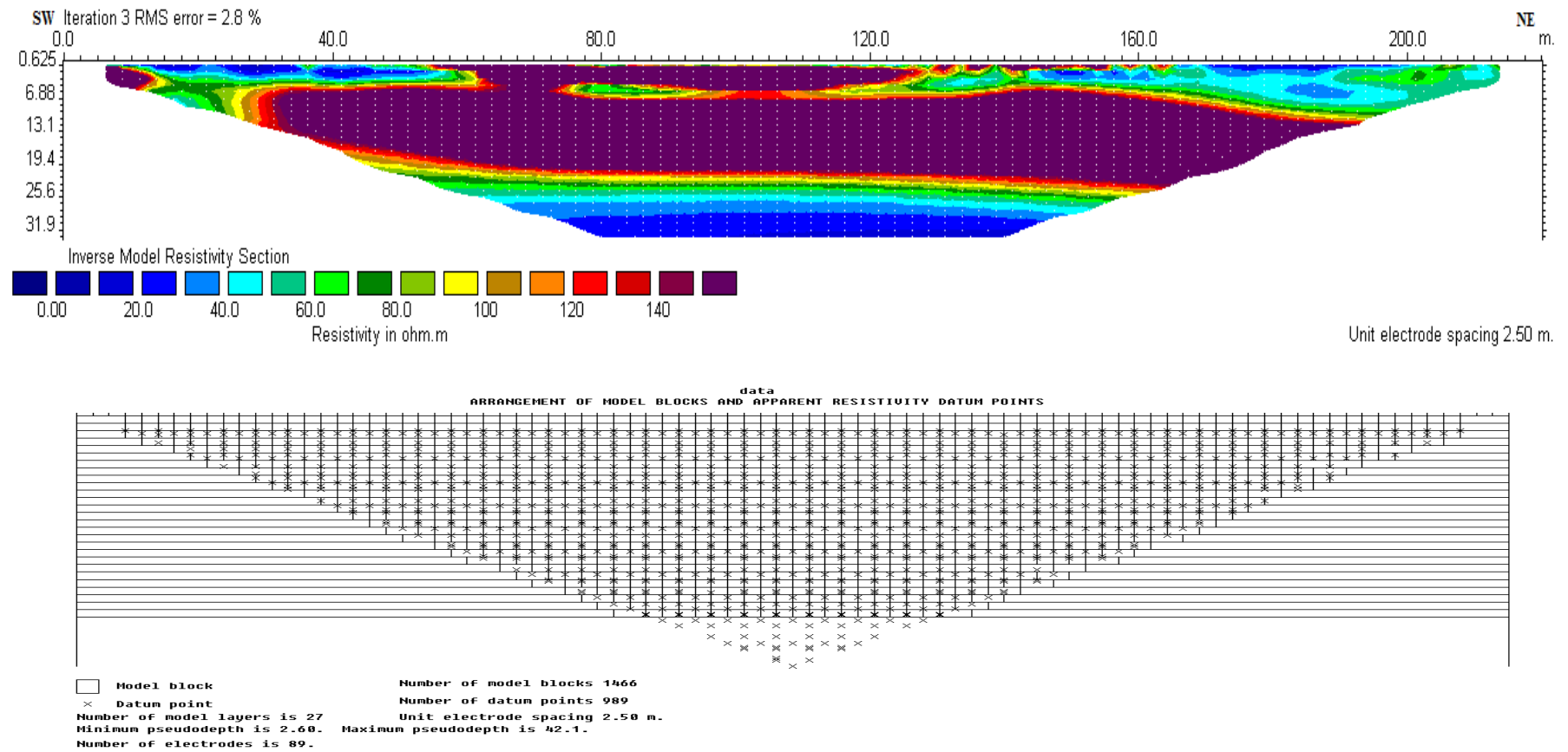
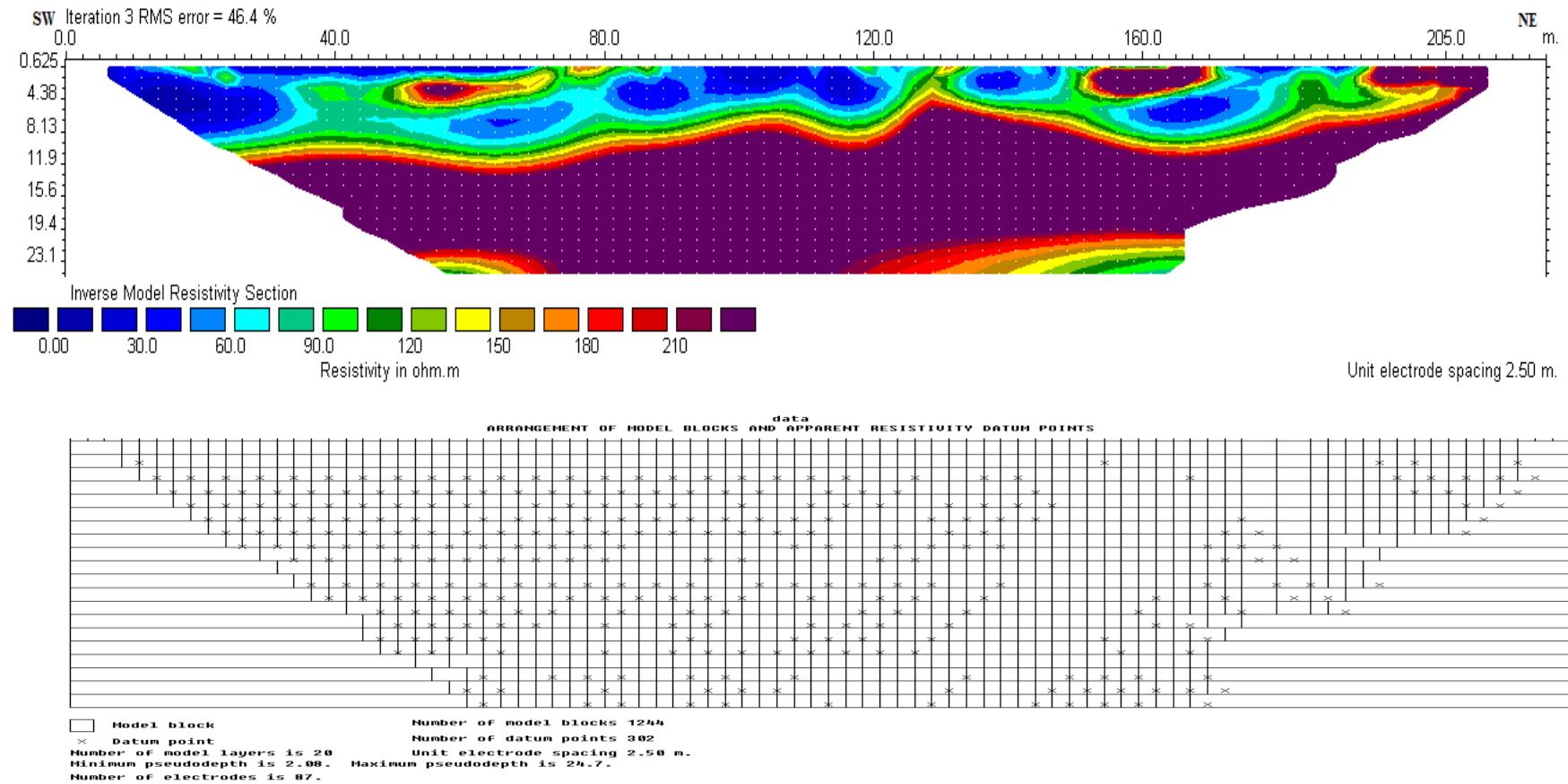


Figura I 4 I- Análise seca do perfil PR5\_DP=0%\_S, tem a configuração W-S e tratam dados de “saída”. Encontra-se para o primeiro o tratamento 1) DP>3% O tratamento 5) de validação espacial das leituras encontra-se em baixo

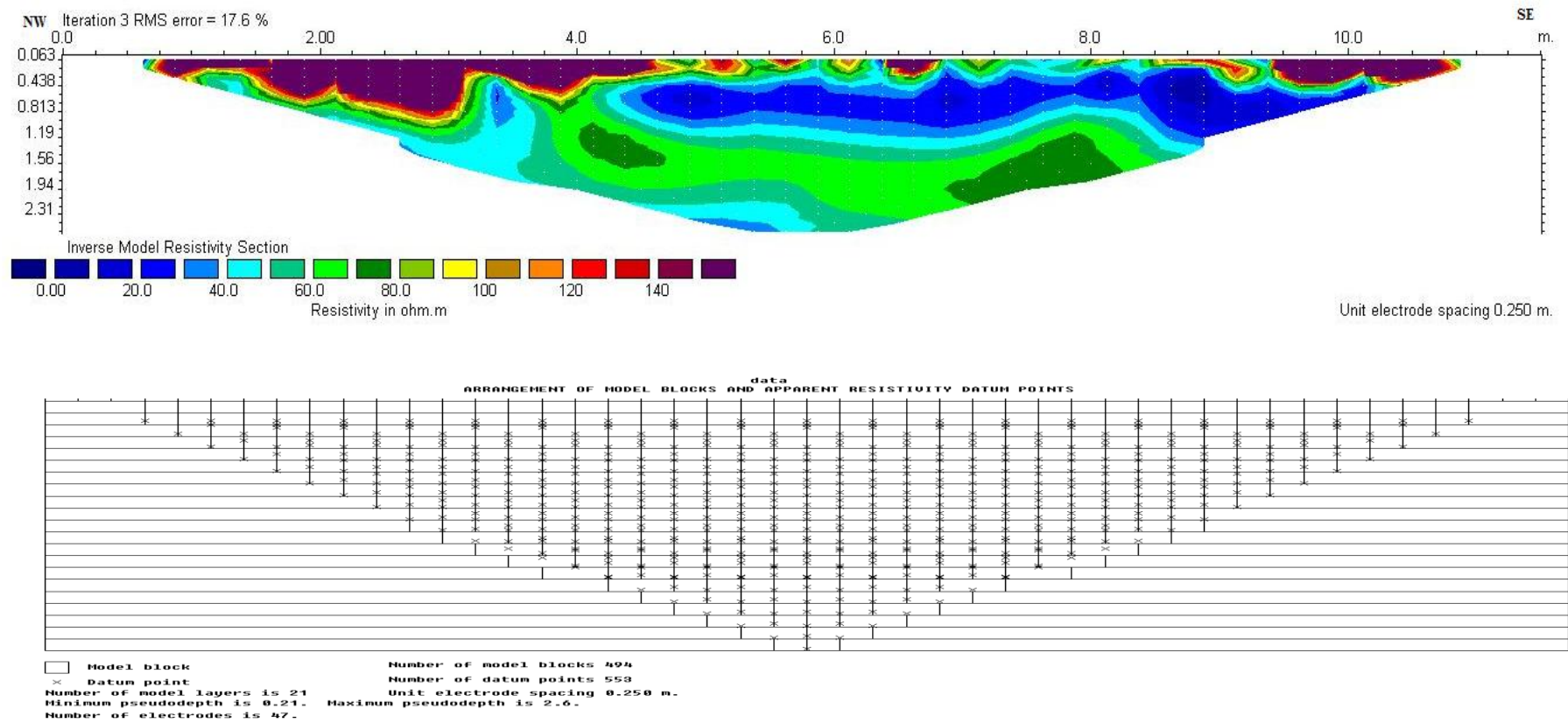
## ANEXO I 4 J



**Figura I 4 J- Inversão do PR2\_DP=0%\_S. Encontra-se o tratamento 1) manual DP=0%, sua inversão e o tratamento 5) de validação com um RMS = 45% & leituras aproveitadas igual à % do perfil PR2, com configuração D-D, e dados de “saída”**

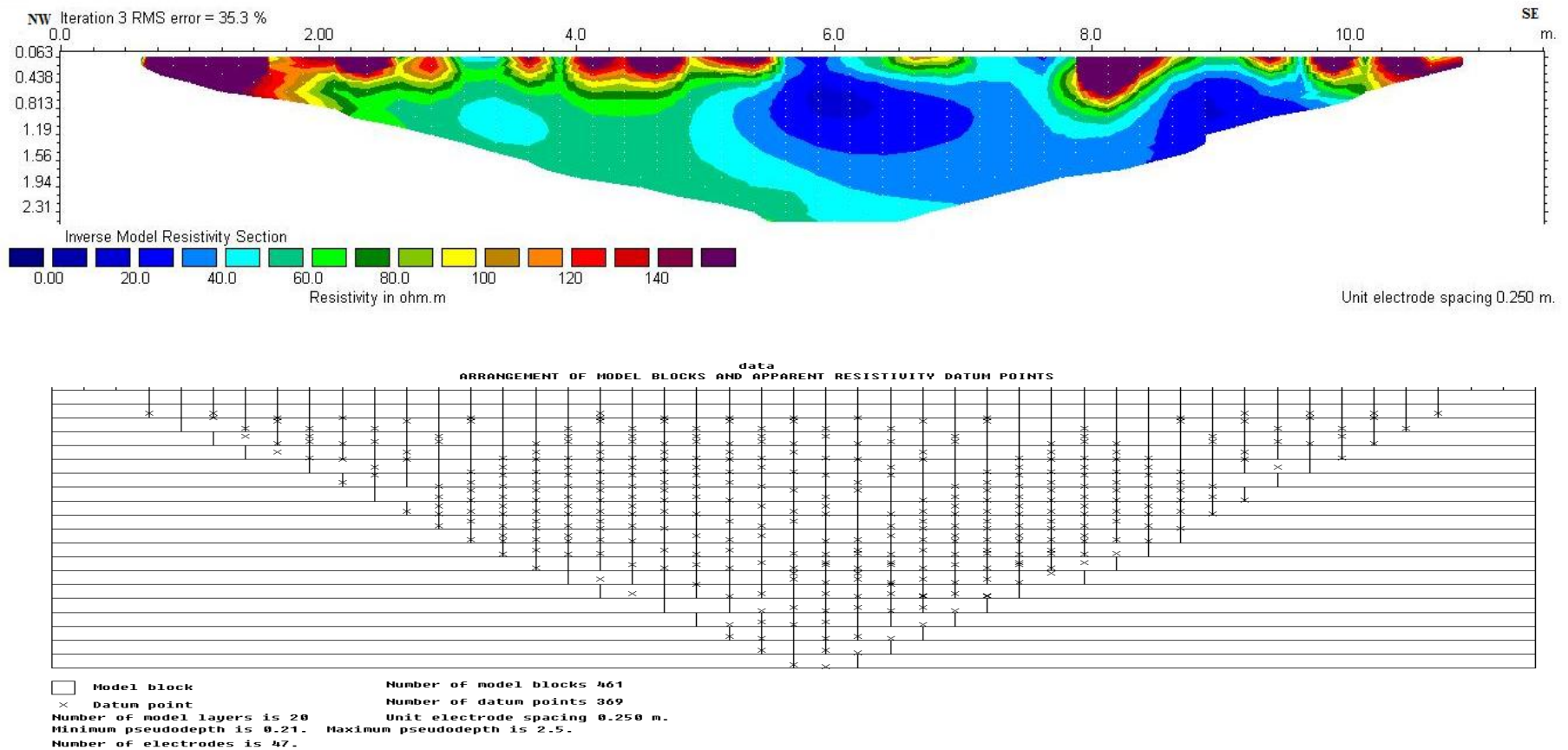


## ANEXO I 4 K



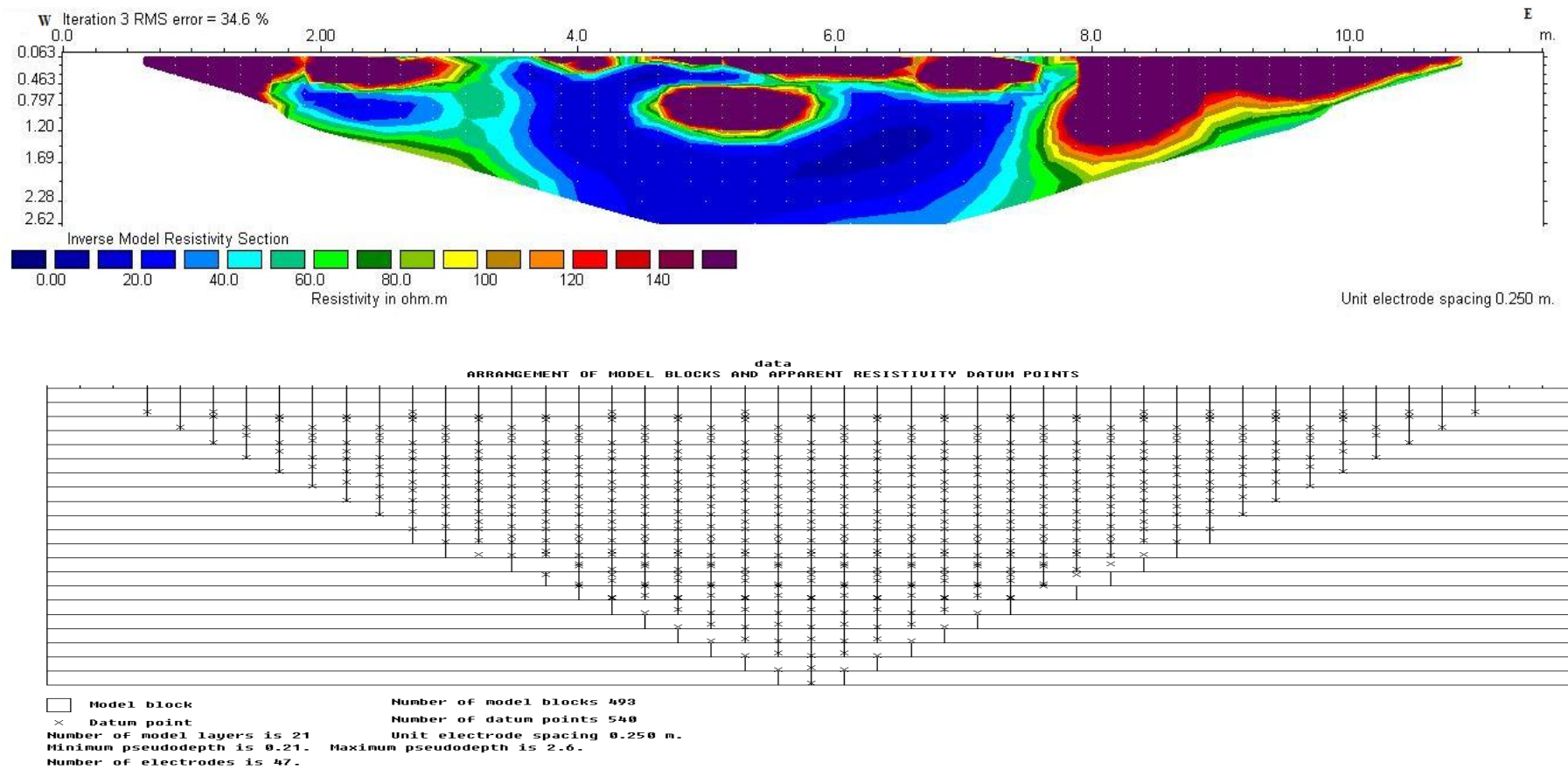
**Figura I 4 K- Inversão do perfil PR6\_DP=0%\_S. Encontra-se o tratamento 1) manual DP=0%, sua inversão e o tratamento 5) de validação com um RMS = 17% & percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, com configuração D-D, e dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior direito**

## ANEXO I 4 L



**Figura I 4 L- Inversão do perfil PR7\_DP=0%\_S. Encontra-se o tratamento 1) manual DP=0%, sua inversão e o tratamento 5) de validação com um RMS = 35% & percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, com configuração D-D, e dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior direito. Com origem do perfil em cima (F), com os 12 m na cota mais baixa (O) do perfil, num declive constante de 41°**

## ANEXO I 4 M



**Figura I 4 M- Inversão do perfil PR8\_DP<3%\_S. Encontra-se o tratamento 1) manual DP=0%, sua inversão e o tratamento 5) de validação com um RMS = 35% & percentagem de leituras aproveitadas igual a 91%, com configuração D-D, e dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior esquerdo. Com origem do perfil em cima (F), com os 12 m na cota mais baixa (O) do perfil, num declive constante ao longo de uma curva de nível situada a cerca de dois terços da encosta do lado interior da concha. Na fotografia a origem do perfil (ponto 0m) é o ponto E**

## ANEXO I 4 N

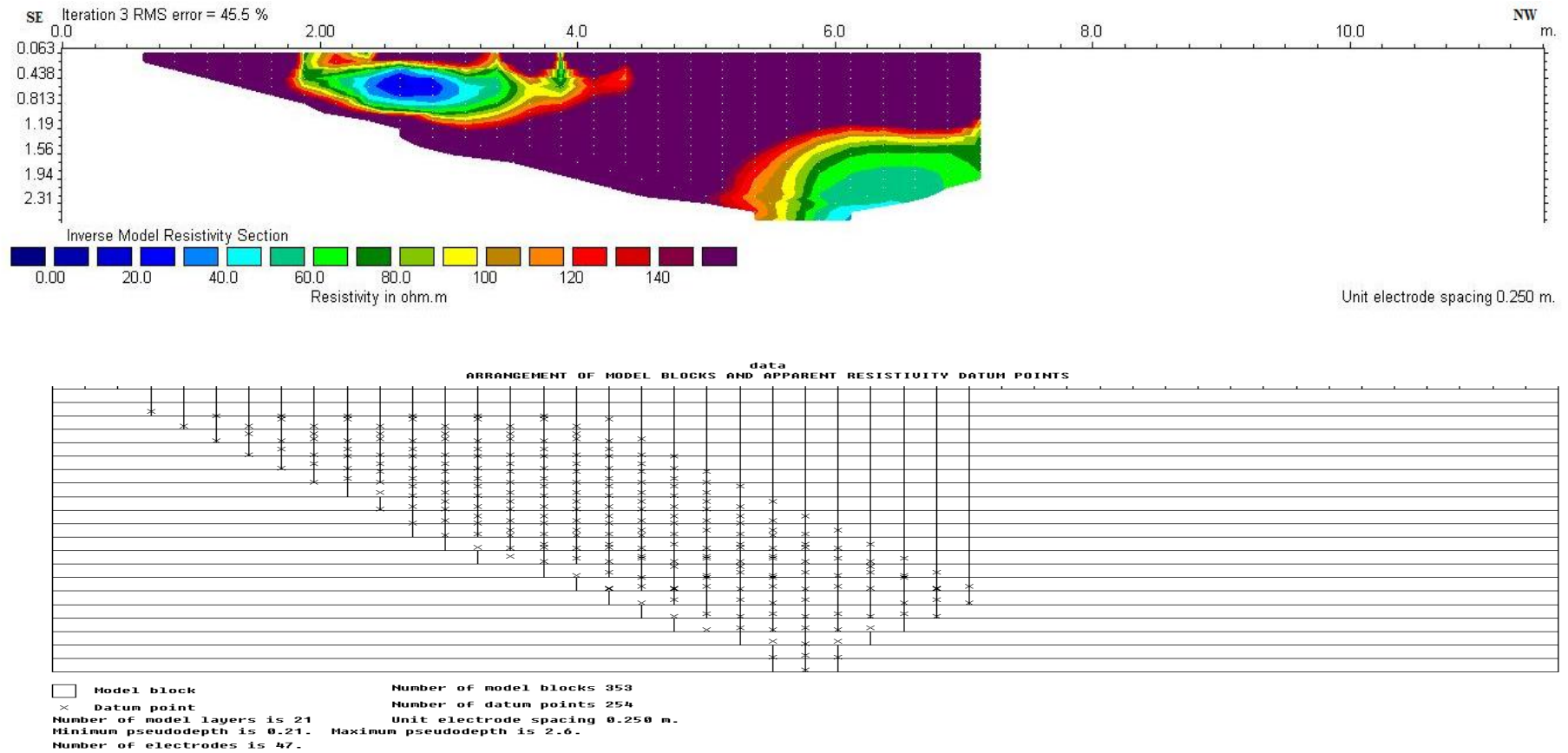


Figura I 4 N- Inversão do perfil PR9\_DP<3%\_S. Encontra-se o tratamento 1) manual DP<3%, sua inversão e o tratamento 5) de validação com um RMS = 46%. A percentagem de leituras aproveitadas foi igual a 89%, com configuração D-D, e dados de “saída”. A fotografia do início do local do ensaio encontra-se no canto inferior direito. O perfil tem origem em G e desloca-se verticalmente para cima (H), com um declive constante de cerca de 45°. Os 12 m situam-se na cota mais alta (O) do perfil, do lado interior da concha. Na fotografia a origem do perfil (ponto 0m) é o ponto F



**ANEXO II – ENSAIOS LABORATORIAIS EM ROCHA  
(AMOSTRA N.º1)**





**ANEXO II A - Resultados das características geométricas (diâmetro e altura) e outras (massa e peso volúmico) de alguns dos 35 provetes da rocha ensaiados no  
D (dia) “seco” (0 dias) e em condições "saturadas" (2 dias).**

		Dia (D)	0	2	1	0	2	0	2	0		2	
			Dimensões										
		Provete	Massa (g)	m <sub>a</sub> 2 (g)	m <sub>i</sub> 1 (g)	d (mm)	d (mm)	Altura (mm)	Altura (mm)	Massa (kg)	Peso Volúmico (kN/m³)	Massa (kg)	Peso Volúmico (kN/m³)
"Características geométricas"	Compressão	1	452,2	449,1	104,5	49,7	49,6	100,3	100,5	0,452	23,3	0,449	23,1
		2	466,4	462,8	119,43	49,5	49,6	102	102,3	0,466	23,7	0,463	23,4
		3	460,3	455,5	110,78	49,9	49,8	101,9	102	0,460	23,1	0,455	22,9
		4	454,5	449,4	109,14	49,8	49,8	100,7	101	0,455	23,2	0,449	22,8
		5	459,1	454,3	108,26	49,8	49,7	102,4	102	0,459	23,1	0,454	23
		6	460,1	455	102,89	49,7	49,7	103,9	102,8	0,460	22,8	0,455	22,8
		7	468,7	465	110,31	50	49,7	103,6	102,8	0,469	23,1	0,465	23,4
		8	468,3	464,7	116,08	48,8	49,8	103,1	102,8	0,468	24,3	0,465	23,2
		9	461,4	456,8	113,48	49,8	49,6	101	102,2	0,461	23,5	0,457	23,1
		10	461,4	457,9	100,12	49,6	49,6	101,7	101,2	0,461	23,5	0,458	23,4
	Absorção E Nevoeiro Salino	11	106,5	104,5	104,5	49,7	49,6	24,1	24,1	0,106	22,8	0,105	22,5
		12	121,1	119,4	119,4	50,2	49,7	26,8	27,3	0,121	22,8	0,119	22,5
		13	111,8	110,8	110,8	50	49,7	24,8	24,7	0,112	23	0,111	23,1
		14	112,6	109,1	109,1	49,9	49,3	25,2	25,4	0,113	22,9	0,109	22,6
		15	110	108,3	108,3	49,5	49,7	25	24,7	0,110	22,9	0,108	22,6
		18	106,4	102,9	102,9	49,8	49,4	24,2	24,3	0,106	22,6	0,103	22,1
		20	112,4	110,3	110,3	50	49,7	24,3	24,7	0,112	23,6	0,110	23,1
		21	118,9	116,1	116,1	50,5	49,7	26,3	25,7	0,119	22,6	0,116	23,3
		22	114,8	113,5	113,5	49,9	49,8	26,3	26	0,115	22,4	0,113	22,5
		23	101,1	100,1	100,1	49,8	49,7	21,9	21,7	0,101	23,7	0,100	23,8

## ANEXO II B

Tratamento estatístico de 35 provetes, sobre o peso volúmico no dia “seco” (0 dias) e em condições “saturadas” (dia n.º 2), no ensaio de absorção

Quadro IV- Continuação

Dia (D)	0		2	
Variáveis	Peso volúmico (kN/m³) D0		Peso volúmico (kN/m³) D2	
	2.d	Bolacha	2.d	Bolacha
N.º de leituras	10	25	10	25
N.º de leituras em falta	0	0	0	0
Mínimo	22,84	22,43	22,81	22,07
Máximo	24,26	24,09	23,44	23,95

## ANEXO II C

Estatística da evolução da variável massa ( $m_i$ ) em dias (D) diferentes no ensaio de absorção de água à pressão atmosférica em que  $m_i$  (massa sucessiva do provete do ensaio em gramas),  $m_d$  (massa do provete seco),  $m_s$  (massa saturada do provete) e  $A_b$  (absorção de água à pressão atmosférica)

Massa (g) Proвете	Dia (D)									$m_s$	$A_b$ (%)
	0	1	2	11	12	13	14	15	16		
	$m_0$	$m_{i1}$	$m_{d2}$	$m_{i11}$	$m_{i12}$	$m_{i13}$	$m_{i14}$	$m_{i15}$	$m_{i16}$		
11	106,45	104,5	104,51			109,69	109,74			109,74	5
12	121,08	119,43	119,44				123,8	124,3	124,9		
13	111,82	110,78	110,78				114,52	114,59		114,59	3,4
14	112,61	109,14	109,14		114,1	114,15				114,15	4,6
15	110	108,26	108,27				113,02	113,03		113,03	4,4
18	106,44	102,89	102,89	107,18	107,25					117,25	4,2
20	112,42	110,31	110,3		114,5	114,55				114,55	3,9
21	118,94	116,08	116,08			119,76	119,85			119,85	3,2
22	114,84	113,48	113,47				117,93	118,01		118,01	4
23	101,12	100,12	100,13		103,42	103,47				113,47	3,3

## ANEXO II D

Estatística da evolução da variável massa em dias diferentes no ensaio de absorção de água à pressão atmosférica em que  $m_i$  (massa sucessiva do provete do ensaio em gramas),  $m_d$  (massa do provete seco),  $m_s$  (massa saturada do provete) e  $A_b$  (absorção de água à pressão atmosférica) (continuação)

Estatística	
Variável	$A_b$ (%)
Amostra	Bolacha
Número de leituras válidas	9
Número de leituras em falta	1
Mínimo	3,2
Máximo	5

## ANEXO II E

**Estatística da evolução da variável massa cs e ss (com e sem sal) respetivamente, nos diferentes ciclos do ensaio do “nevoeiro salino”. Cada ciclo corresponde a, aproximadamente, uma semana**

		Ciclo (C) de secagem / molhagem					
		0	1		2		3
Massa (g) Amostra		m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>
11		109.74	105.22	104.27	104.63	104.12	104.9
12		124.9	120.1	118.88	119.1	118.84	119.26
13		114.59	111.4	110.44	110.91	110.51	110.89
14		114.15	109.97	108.62	108.9	107.9	108.43
15		113.03	109.1	107.9	108.16	107.84	108.22
18		107.25	103.51	102.6	102.8	102.56	102.87
20		114.55	110.91	110.04	110.24	110	110.29
21		119.85	116.69	115.81	115.9	115.66	115.99
22		118.01	114.29	112.98	113.16	112.87	113.34
23		103.47	100.74	99.17	99.4	99.13	99.75

## ANEXO II E- Continuação

	Ciclo de secagem / molhagem							
	4		5		6		7	
Massa (g) Amostra	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>	m <sub>cs</sub>	m <sub>ss</sub>
11	104.42	104.06	105.05	104.53	104.91	103.38	103.72	103.33
12	119.16	118.67	119.25	118.74	119.34	118.36	118.76	118.32
13	110.85	110.49	110.92	110.56	110.98	110.09	110.65	110.02
14	108.29	107.55	109.36	108.85	109.45	107.02	107.6	106.86
15	108.23	107.7	109.7	109.24	108.94	107.21	107.63	107.11
18	102.98	102.66	103.31	102.84	103.34	102.17	102.44	102.1
20	110.49	110.16	110.59	110.13	110.54	109.7	110.04	109.63
21	118.7	115.89	116.26	115.71	115.98	115.23	117.67	115.14
22	113.55	112.6	113.11	112.7	113.02	111.87	112.54	111.75
23	100.03	98.72	99.24	98.71	99.54	97.79	98.31	97.67

## ANEXO II F

**Estatística da evolução da variável massa com e sem sal (m<sub>cs</sub> e m<sub>ss</sub> respetivamente), nos diferentes ciclos (7) do ensaio do “nevoeiro salino” (continuação)**

Estatística	
Variáveis	Perda m <sub>ss</sub> c7 (%)
Nº provetes	10
Nº Provetes perdidos	0
Mínima	4,1
Máxima	6,3



**ANEXO III - ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO  
(AMOSTRA N.º 1)**





## ANEXO III A

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia		NP 84 (1966)			
DATA INICIAL __19__/__07__/__2011__		DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA		AMOSTRA DE SOLO 1	
CÁPSULA	N°	1	2	3	
AMOSTRA HÚMIDA + CÁPSULA	(g)	67.12	40.7	85.64	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	63.61	37.44	80.26	
PESO DA CÁPSULA	(g)	44.82	22.76	48.09	
PESO DE ÁGUA	(g)	3.51	3.26	5.38	
AMOSTRA SECA	(g)	18.79	14.68	32.17	
TEOR EM ÁGUA	(%)	18.68	22.21	16.72	
TEOR EM ÁGUA MÉDIO DA AMOSTRA		W=	19	%	
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaiou:		VERIFICOU:	
20-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano	


Boletim da determinação do teor em água da amostra de solo 1

## ANEXO III B

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia					
DATA INICIAL __21__/__07__/__2011__		% Carbonatos (Perda ao Rubro)		Amostra N° SOLO 1	
CÁPSULA	N°	1	2	3	
MASSA DA CÁPSULA	(g)	44.82	22.76	48.09	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (W)	(g)	63.61	37.44	80.26	
AMOSTRA SECA (W)	(g)	18.79	14.68	32.17	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	60.98	35.54	76.21	
AMOSTRA SECA	(g)	16.16	12.78	28.12	
CARBONATOS	(%)	14.00	12.94	12.59	
% CARBONATOS		% CARBONATOS =	13.18	%	
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaiou:		VERIFICOU:	
20-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano	

Boletim da percentagem de teor em carbonatos da amostra de solo 1 (marga amarela)

## ANEXO III C

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p>LNEC-E-195 (1966)</p>	<p><b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</b></p> <p>Amostra: SOLO 1</p>
<p>DATA DE ANÁLISE: 23 / 07 / 2011 RELATÓRIO: 01 / 02 / 2011</p>	<p>TIPO DE ANÁLISE: Standard TEMPO DE ENSAIO: hrs/min TESTE Nº</p>	

**I - PENEIRAÇÃO GROSSA (nº 10)**

(grãos > 2,00 mm)

Nº do peneiro	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10
Malha (mm)	50.8	38.1	25.4	19.10	9.52	4.76	2.00
Malha (μ)	50.800.0	38.100.0	25.400	19.100.0	9.520.0	4.760.0	2.000.0
% do material passado acumulado	100.00	100.00	100	100.00	98.247547	96.77549	94.40216
% do material retido acumulado	0.00	0.00	0	0.00	1.75	3.22	5.60
% do material retido	0.00	0.00	0	0.00	1.75	1.47	2.37

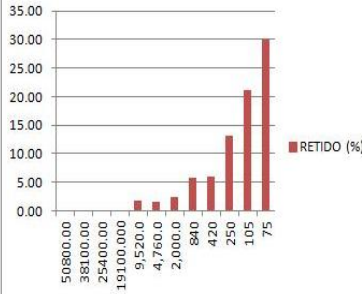
**II - PENEIRAÇÃO FINA**

(grãos entre 2,00mm e 75 μ)

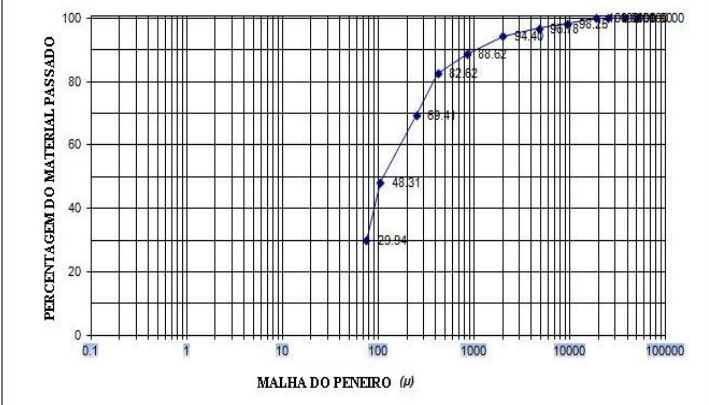
Nº do peneiro	20	40	60	140	
Malha (mm)	0.84	0.42	0.25	0.105	0.075
Malha (μ)	840.00	420.00	250.00	105.00	75.000
% do material passado acumulado	88.62407	82.61566193	69.40717	48.30763	29.941919
% do material retido acumulado	11.38	17.38	30.59	51.69	70.06
% do material retido	5.78	6.01	13.21	21.10	18.37

PARA AS CURVAS			
Malha (μ)	Passado Acumulado	Retido Acumulado	Retido
	%	%	%
50800.00	100.00	0.00	0.00
38100.00	100.00	0.00	0.00
25400.00	100.00	0.00	0.00
19100.00	100.00	0.00	0.00
9520.00	98.25	1.75	1.75
4760.00	96.78	3.22	1.47
2000.00	94.40	5.60	2.37
840.00	88.62	11.38	5.78
420.00	82.62	17.38	6.01
250.00	69.41	30.59	13.21
105.00	48.31	51.69	21.10
75.00	29.94	70.06	18.37

**AMOSTRA DE SOLO 1**




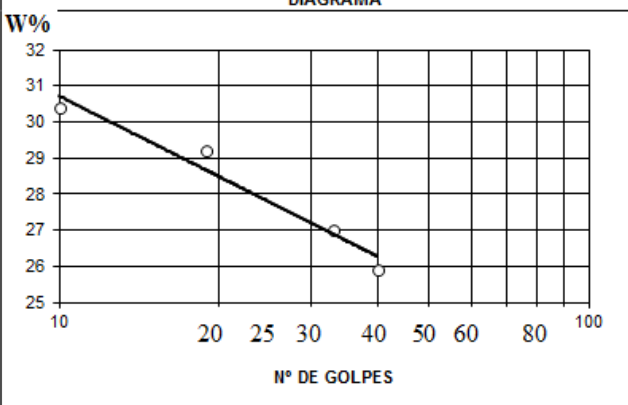
**CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE SOLO 1**



ENSAIOU: Filipe Santos	Calculou: Filipe Santos	VERIFICOU: Carlos Galhano
------------------------	-------------------------	---------------------------

Boletim da curva granulométrica da amostra de solo n.º 1

## ANEXO III D

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p><b>NP 143 (1969)</b></p>	<p>Amostra nº: 1 Localização: SMP</p> <p>Obra:</p>											
<b>LIMITES DE CONSISTÊNCIA</b>													
<b>1- LIMITE DE LIQUIDEZ</b>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	35,08	31,32	32,32	36,28								
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	32,26	29,46	30,35	33,46								
C = A - B	Água na toma (g)	2,82	1,86	1,97	2,82								
D	Peso da Cápsula (g)	23,00	23,08	24,13	22,60								
E = B - D	Toma Seca (g)	9,26	6,38	6,22	10,86								
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	30,41	29,20	27,00	25,92								
P	Número de Golpes	10	19	33	40								
L <sub>L</sub>	Limite de Liquidez (%)	27,18	28,20	28,02	27,62								
L <sub>L</sub>		27,80											
<b>DIAGRAMA</b>													
													
<b>2- LIMITE DE PLASTICIDADE</b>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	25,02	25,28	25,04									
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	24,86	25,07	24,83									
C = A - B	Água na toma (g)	0,16	0,21	0,21									
D	Peso da Cápsula (g)	23,49	23,06	23,05									
E = B - D	Toma Seca (g)	1,37	2,01	1,78									
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	11,68	10,45	11,80									
WP		11,31											
<b>3- ÍNDICE DE PLASTICIDADE</b>		<b>5- RESUMO DOS RESULTADOS</b>											
$I_p = L_L - L_p$		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Limite de Liquidez</td> <td>L<sub>L</sub></td> <td>28</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade</td> <td>L<sub>p</sub></td> <td>11</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade</td> <td>I<sub>p</sub></td> <td>17</td> </tr> </table>			Limite de Liquidez	L <sub>L</sub>	28	Limite de Plasticidade	L <sub>p</sub>	11	Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	17
Limite de Liquidez	L <sub>L</sub>	28											
Limite de Plasticidade	L <sub>p</sub>	11											
Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	17											
<b>DATA DE CONCLUSÃO</b>	<b>ENSAIOU</b>	<b>VERIFICOU</b>											
20-07-2011	Filipe Santos	Pedro Lamas											

**Boletim do limite de liquidez e de plasticidade da amostra de solo 1**



**ANEXO IV – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO  
(AMOSTRA N.º 2)**





## ANEXO IV A

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia		<b>NP 84 (1966)</b>		
DATA INICIAL _19_1071_2011_	DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA		AMOSTRA DE SOLO 2	
CÁPSULA	N°	1	2	3
AMOSTRA HÚMIDA + CÁPSULA	(g)	61.51	66.58	61.05
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	56.47	61.32	57.26
PESO DA CÁPSULA	(g)	23.09	23.79	24.23
PESO DE ÁGUA	(g)	5.04	5.26	3.79
AMOSTRA SECA	(g)	33.38	37.53	33.03
TEOR EM ÁGUA	(%)	15.10	14.02	11.47
TEOR EM ÁGUA MÉDIO DA AMOSTRA		W =	14	%
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaio:		VERIFICOU:
20-07-2011		Filipe Santos		Filipe Santos


**Boletim da determinação do teor em água da amostra de solo 2**

## ANEXO IV B

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia				
DATA INICIAL _21_07_2011_	% Carbonatos (Perda ao Rubro)		Amostra N° SOLO 2	
CÁPSULA	N°	1	2	3
MASSA DA CÁPSULA	(g)	23.09	23.79	24.23
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (W)	(g)	56.47	61.32	57.26
AMOSTRA SECA (W)	(g)	33.38	37.53	33.03
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	53.02	56.76	53.86
AMOSTRA SECA	(g)	29.93	32.97	29.63
CARBONATOS	(%)	10.34	12.15	10.29
% CARBONATOS		% CARBONATOS =	10.93	%
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaio:		VERIFICOU:
21-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano

**Boletim da percentagem de teor em carbonatos da amostra de solo 2 (marga cinzenta)**

## ANEXO IV C

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p><b>LNEC-E-195 (1966)</b></p>	<p><b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</b></p> <p>Amostra: SOLO 2</p>
<p>DATA DE ANÁLISE: 23 / 07 / 2011 RELATÓRIO: 01 / 02 / 2011</p>		<p>TIPO DE ANÁLISE: Standard TEMPO DE ENSAIO: hrs/min TESTE Nº</p>

**I - PENEIRAÇÃO GROSSA (nº 10)**

(grãos > 2,00 mm)

Nº do peneiro	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10
Malha (mm)	50.8	38.1	25.4	19.10	9.52	4.76	2.00
Malha (µ)	50.800.0	38.100.0	25.400	19.100.0	9.520.0	4.760.0	2.000.0
% do material passado acumulado	100.00	100.00	100	100.00	98.25	96.78	94.41
% do material retido acumulado	0.00	0.00	0	0.00	1.75	3.22	5.59
% do material retido	0.00	0.00	0	0.00	1.75	1.47	2.37

**II - PENEIRAÇÃO FINA**

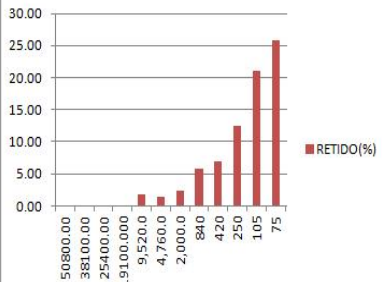
(grãos entre 2,00mm e 75 µ)

Nº do peneiro	20	40	60	140	
Malha (mm)	0.84	0.42	0.25	0.105	0.075
Malha (µ)	840.00	420.00	250.00	105.00	75.000
% do material passado acumulado	88.65	81.65	69.1685	48.11113	25.784529
% do material retido acumulado	11.35	18.35	30.83	51.89	74.22
% do material retido	5.77	7.00	12.48	21.06	22.33

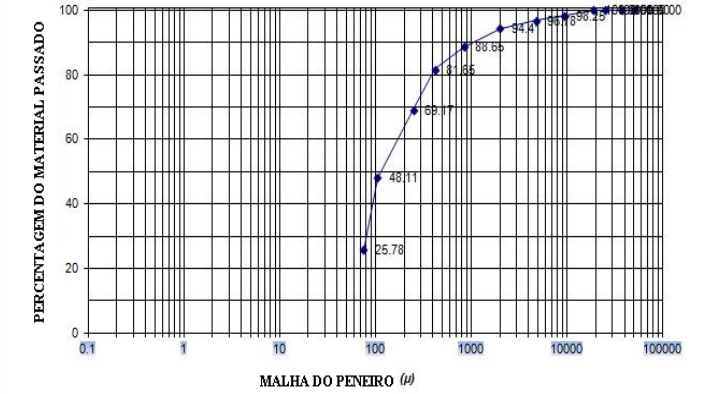
**PARA AS CURVAS**

Malha (µ)	Passado Acumulado %	Retido Acumulado %	Retido %
50800.00	100.00	0.00	0.00
38100.00	100.00	0.00	0.00
25400.00	100.00	0.00	0.00
19100.00	100.00	0.00	0.00
9520.00	98.25	1.75	1.75
4760.00	96.78	3.22	1.47
2000.00	94.41	5.59	2.37
840.00	88.65	11.35	5.77
420.00	81.65	18.35	7.00
250.00	69.17	30.83	12.48
105.00	48.11	51.89	21.06
75.00	25.78	74.22	22.33

**AMOSTRA DE SOLO 2**




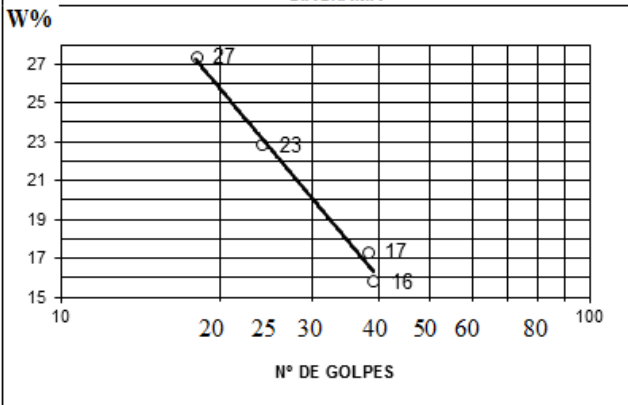
**CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE SOLO 2**



ENSAIOU: Filipe Santos	Calculou: Filipe Santos	VERIFICOU: Carlos Galhano
------------------------	-------------------------	---------------------------

**Boletim da curva granulométrica da amostra de solo n.º 2**

## ANEXO IV D

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA</p> <p>Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p><b>NP 143 (1969)</b></p>	<p>Amostra nº: 2 Localização: SMP</p> <p>Obra:</p>											
<p><b>LIMITES DE CONSISTÊNCIA</b></p>													
<p><b>1- LIMITE DE LIQUEZ</b></p>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	33,74	33,84	33,55	34,78								
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	31,45	32,22	32,05	32,60								
C = A - B	Água na toma (g)	2,29	1,62	1,50	2,18								
D	Peso da Cápsula (g)	23,10	22,89	22,57	23,07								
E = B - D	Toma Seca (g)	8,35	9,33	9,48	9,53								
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	27,43	17,36	15,82	22,88								
P	Número de Golpes	18	38	39	24								
L <sub>L</sub>	Limite de Liqueidez (%)	26,31	18,37	16,80	22,76								
L <sub>L</sub>		23,00											
<p><b>DIAGRAMA</b></p>													
													
<p><b>2- LIMITE DE PLASTICIDADE</b></p>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	24,98	25,97	43,46									
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	24,67	25,45	42,74									
C = A - B	Água na toma (g)	0,31	0,52	0,72									
D	Peso da Cápsula (g)	23,07	22,60	38,63									
E = B - D	Toma Seca (g)	1,60	2,85	4,11									
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	19,37	18,25	17,52									
L <sub>P</sub> - MÉDIA		18,00											
<p><b>3- ÍNDICE DE PLASTICIDADE</b></p> <p><math>I_p = L_L - L_P</math></p>		<p><b>5- RESUMO DOS RESULTADOS</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Limite de Liqueidez</td> <td>L<sub>L</sub></td> <td>23</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade</td> <td>L<sub>P</sub></td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade</td> <td>I<sub>p</sub></td> <td>5</td> </tr> </table>			Limite de Liqueidez	L <sub>L</sub>	23	Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	18	Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	5
Limite de Liqueidez	L <sub>L</sub>	23											
Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	18											
Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	5											
DATA DE CONCLUSÃO	ENSAIOU	VERIFICOU											
20-07-2011	Filipe Santos	Pedro Lamas											

**Boletim do limite de liquidez e de plasticidade da amostra de solo 2**



ANEXO V – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO  
(AMOSTRA N.º 3)



## ANEXO V A

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia		<b>NP 84 (1966)</b>			
DATA INICIAL __19__/__07__/__2011__		DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA		AMOSTRA DE SOLO 3	
CÁPSULA	Nº	1	2	3	
AMOSTRA HÚMIDA + CÁPSULA	(g)	51.80	43.17	46.88	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	46.57	44.11	42.21	
PESO DA CÁPSULA	(g)	23.70	22.78	22.85	
PESO DE ÁGUA	(g)	5.23	5.06	4.67	
AMOSTRA SECA	(g)	22.87	21.33	19.36	
TEOR EM ÁGUA	(%)	22.87	23.72	24.12	
TEOR EM ÁGUA MÉDIO DA AMOSTRA		W =	24	%	
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaio:		VERIFICOU:	
20-07-2011		Filipe Santos		Filipe Santos	

Boletim da determinação do teor em água da amostra de solo 3


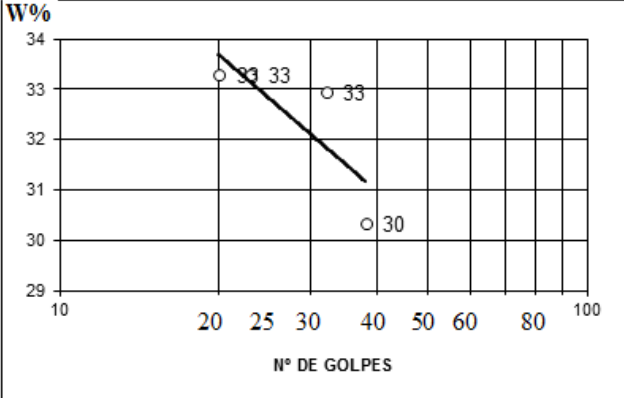

## ANEXO V B

<b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia					
DATA INICIAL __21/07/2011		% Carbonatos (Perda ao Rubro)		Amostra Nº SOLO 3	
CÁPSULA	Nº	1	2	3	
MASSA DA CÁPSULA	(g)	23.70	22.78	22.85	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (W)	(g)	46.57	44.11	42.21	
AMOSTRA SECA (W)	(g)	22.87	21.33	19.36	
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	42.80	40.19	39.03	
AMOSTRA SECA	(g)	19.10	17.41	16.18	
CARBONATOS	(%)	16.48	18.38	16.43	
% CARBONATOS		%CARBONATOS=	17.10	%	
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaio:		VERIFICOU:	
21-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano	

Boletim da percentagem de teor em carbonatos da amostra de solo 3 (argila vermelha).




## ANEXO V C

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p><b>NP 143 (1969)</b></p>	<p>Amostra n.º 3 Localização: SMP</p> <p>Obra:</p>																																																														
<p><b>LIMITES DE CONSISTÊNCIA</b></p>																																																																
<p><b>1- LIMITE DE LIQUIDEZ</b></p>																																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">NUMERO DA CÁPSULA</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>Peso da cápsula + Toma húmida (g)</td> <td>33,62</td> <td>32,29</td> <td>34,34</td> <td>32,57</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>Peso da cápsula + Toma seca (g)</td> <td>31,15</td> <td>29,99</td> <td>31,79</td> <td>30,10</td> </tr> <tr> <td>C = A - B</td> <td>Água na toma (g)</td> <td>2,47</td> <td>2,30</td> <td>2,55</td> <td>2,47</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>Peso da Cápsula (g)</td> <td>23,01</td> <td>23,08</td> <td>24,13</td> <td>22,60</td> </tr> <tr> <td>E = B - D</td> <td>Toma Seca (g)</td> <td>8,14</td> <td>6,91</td> <td>7,66</td> <td>7,50</td> </tr> <tr> <td>W=100 x C/E</td> <td>Teor de Humidade (%)</td> <td>30,34</td> <td>33,29</td> <td>33,29</td> <td>32,93</td> </tr> <tr> <td>P</td> <td>Número de Golpes</td> <td>38</td> <td>20</td> <td>23</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>L<sub>L</sub></td> <td>Limite de Liquidez (%)</td> <td>32,11</td> <td>32,36</td> <td>32,94</td> <td>32,00</td> </tr> <tr> <td colspan="2">L<sub>L</sub> (%)</td> <td colspan="4" style="text-align: center;">33</td> </tr> </tbody> </table>	NUMERO DA CÁPSULA		1	2	3	4	A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	33,62	32,29	34,34	32,57	B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	31,15	29,99	31,79	30,10	C = A - B	Água na toma (g)	2,47	2,30	2,55	2,47	D	Peso da Cápsula (g)	23,01	23,08	24,13	22,60	E = B - D	Toma Seca (g)	8,14	6,91	7,66	7,50	W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	30,34	33,29	33,29	32,93	P	Número de Golpes	38	20	23	32	L <sub>L</sub>	Limite de Liquidez (%)	32,11	32,36	32,94	32,00	L <sub>L</sub> (%)		33							
NUMERO DA CÁPSULA		1	2	3	4																																																											
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	33,62	32,29	34,34	32,57																																																											
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	31,15	29,99	31,79	30,10																																																											
C = A - B	Água na toma (g)	2,47	2,30	2,55	2,47																																																											
D	Peso da Cápsula (g)	23,01	23,08	24,13	22,60																																																											
E = B - D	Toma Seca (g)	8,14	6,91	7,66	7,50																																																											
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	30,34	33,29	33,29	32,93																																																											
P	Número de Golpes	38	20	23	32																																																											
L <sub>L</sub>	Limite de Liquidez (%)	32,11	32,36	32,94	32,00																																																											
L <sub>L</sub> (%)		33																																																														
<p style="text-align: center;"><b>DIAGRAMA</b></p> 																																																																
<p><b>2- LIMITE DE PLASTICIDADE</b></p>																																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">NUMERO DA CÁPSULA</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>Peso da cápsula + Toma húmida (g)</td> <td>24,89</td> <td></td> <td>24,53</td> <td>24,73</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>Peso da cápsula + Toma seca (g)</td> <td>24,68</td> <td></td> <td>24,36</td> <td>24,54</td> </tr> <tr> <td>C = A - B</td> <td>Água na toma (g)</td> <td>0,21</td> <td></td> <td>0,17</td> <td>0,19</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>Peso da Cápsula (g)</td> <td>23,16</td> <td></td> <td>23,01</td> <td>23,02</td> </tr> <tr> <td>E = B - D</td> <td>Toma Seca (g)</td> <td>1,52</td> <td></td> <td>1,35</td> <td>1,52</td> </tr> <tr> <td>W=100 x C/E</td> <td>Teor de Humidade (%)</td> <td>13,82</td> <td></td> <td>12,59</td> <td>12,50</td> </tr> <tr> <td colspan="2">L<sub>P</sub> (%)</td> <td colspan="4" style="text-align: center;">13</td> </tr> </tbody> </table>	NUMERO DA CÁPSULA		1	2	3	4	A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	24,89		24,53	24,73	B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	24,68		24,36	24,54	C = A - B	Água na toma (g)	0,21		0,17	0,19	D	Peso da Cápsula (g)	23,16		23,01	23,02	E = B - D	Toma Seca (g)	1,52		1,35	1,52	W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	13,82		12,59	12,50	L <sub>P</sub> (%)		13																			
NUMERO DA CÁPSULA		1	2	3	4																																																											
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	24,89		24,53	24,73																																																											
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	24,68		24,36	24,54																																																											
C = A - B	Água na toma (g)	0,21		0,17	0,19																																																											
D	Peso da Cápsula (g)	23,16		23,01	23,02																																																											
E = B - D	Toma Seca (g)	1,52		1,35	1,52																																																											
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	13,82		12,59	12,50																																																											
L <sub>P</sub> (%)		13																																																														
<p><b>3- ÍNDICE DE PLASTICIDADE</b></p> <p><math>I_p = W_L - W_p</math></p>		<p><b>5- RESUMO DOS RESULTADOS</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Limite de Liquidez</td> <td>L<sub>L</sub></td> <td>33</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade</td> <td>L<sub>P</sub></td> <td>13</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade</td> <td>I<sub>p</sub></td> <td>20</td> </tr> </table>				Limite de Liquidez	L <sub>L</sub>	33	Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	13	Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	20																																																		
Limite de Liquidez	L <sub>L</sub>	33																																																														
Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	13																																																														
Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	20																																																														
<p>DATA DE CONCLUSÃO</p> <p>20-07-2011</p>	<p>ENSAIOU</p> <p>Filipe Santos</p>	<p>VERIFICOU</p> <p>Pedro Lamas</p>																																																														
																																																																

Boletim do limite de liquidez e de plasticidade da amostra de solo 3

## ANEXO V D

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p>LNEC-E-195 (1966)</p>	<p><b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</b></p> <p>Amostra: SOLO 3</p>
<p>DATA DE ANÁLISE: 23 / 07 / 2011 RELATÓRIO 01 / 02 / 2011</p>	<p>TIPO DE ANÁLISE: Standard TEMPO DE ENSAIO: hrs/min TESTE Nº</p>	

**I - PENEIRAÇÃO GROSSA (nº 10)**

(grãos > 2,00 mm )

Nº do peneiro	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10
Malha (mm)	50.8	38.1	25.4	19.10	9.52	4.76	2.00
Malha (µ)	50.800.0	38.100.0	25400	19.100.0	9.520.0	4.760.0	2.000.0
% do material passado acumulado	100.00	100.00	100	100.00	98.162756	97.89316	96.97454
% do material retido acumulado	0.00	0.00	0	0.00	1.84	2.11	3.03
% do material retido	0.00	0.00	0	0.00	1.84	0.27	0.92

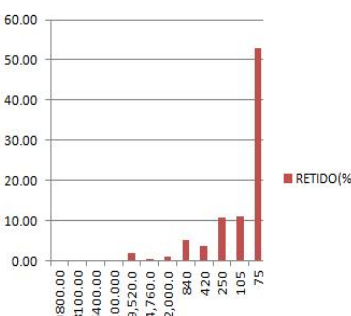
**II - PENEIRAÇÃO FINA**

(grãos entre 2,00mm e 75 µ)

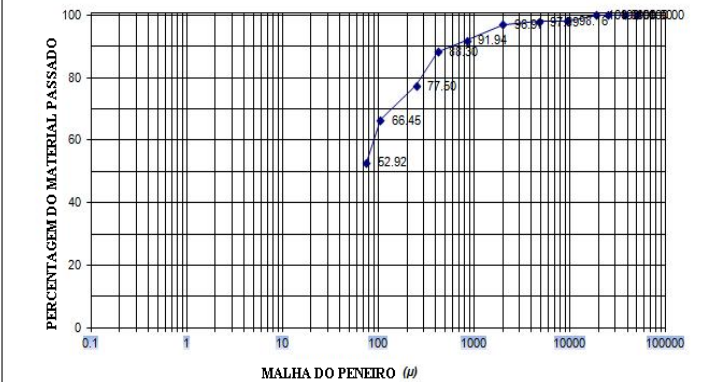
Nº do peneiro	20	40	60	140	
Malha (mm)	0.84	0.42	0.25	0.105	0.075
Malha (µ)	840.00	420.00	250.00	105.00	75.000
% do material passado acumulado	91.94209	88.29755367	77.50374	66.45032	52.920619
% do material retido acumulado	8.06	11.70	22.50	33.55	47.08
% do material retido	5.03	3.64	10.79	11.05	13.53

PARA AS CURVAS			
Malha (µ)	Passado	Retido	Retido
	Acumulado	Acumulado	%
	%	%	%
50800.00	100.00	0.00	0.00
38100.00	100.00	0.00	0.00
25400.00	100.00	0.00	0.00
19100.00	100.00	0.00	0.00
9520.00	98.16	1.84	1.84
4760.00	97.89	2.11	0.27
2000.00	96.97	3.03	0.92
840.00	91.94	8.06	5.03
420.000	88.30	11.70	3.64
250.000	77.50	22.50	10.79
105.000	66.45	33.55	11.05
75.00	52.92	47.08	13.53

**AMOSTRA DE SOLO 3**



**CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE SOLO 3**



ENSAIOU: Filipe Santos	Calculou: Filipe Santos	VERIFICOU: Carlos Galhano
------------------------	-------------------------	---------------------------

**Boletim da curva granulométrica da amostra de solo n.º 3**

## ANEXO V E

<div style="display: inline-block; vertical-align: middle; margin-left: 10px;"> <b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b>  <b>UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA</b>          Departamento de Ciências da Terra          Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia       </div>		<b>ANÁLISE DA EXPANSIBILIDADE</b> (LNEC_E_200 - 1967)	
DATA: 18/11/2011		Ensaio: SOLO 3	
SAMPLES COLLECTION STARTED AT: 16:10:06 NOTE: Values are from Sensor 1			
		Gráfico 1	
Data	Hora	x Tempo (s)	y Sensor (mm)
04-Nov-11	19:51:19	30	0,007
04-Nov-11	19:51:30	40	0,015
04-Nov-11	19:51:42	50	0,026
04-Nov-11	19:51:53	60	0,035
04-Nov-11	19:52:04	70	0,046
04-Nov-11	19:52:15	80	0,056
04-Nov-11	19:52:25	90	0,066
18-Nov-11	16:34:13	1103700	3,323
18-Nov-11	16:34:22	1103710	3,323
18-Nov-11	16:34:32	1103720	3,323

Gráfico 1

Expansibilidade = 22 %

Ensaio: Filipe Santos	CALCULOU: Filipe Santos	VERIFICOU: Carlos Galhano
Software de aquisição automática: FGeo_TEAM		

Boletim da análise da expansibilidade da amostra de solo n.º3 (argila vermelha)

## ANEXO V F

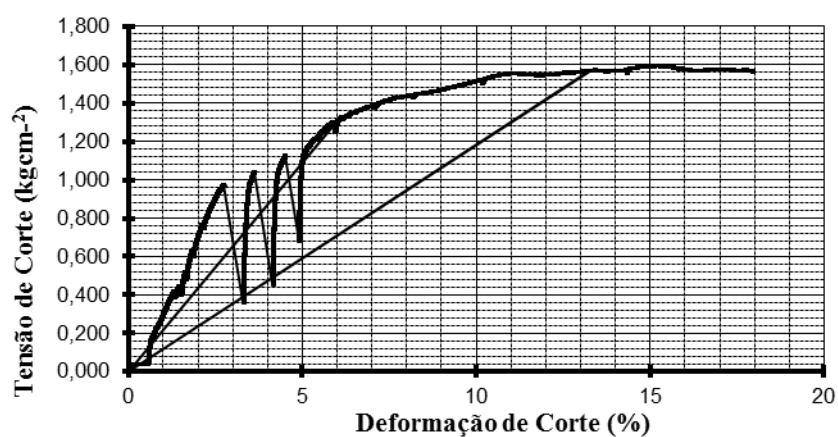


Gráfico Tensão de corte vs deformação de corte (%) para uma tensão normal de 2,94kgcm<sup>-2</sup> da amostra de solo n.º3 (argila vermelha).

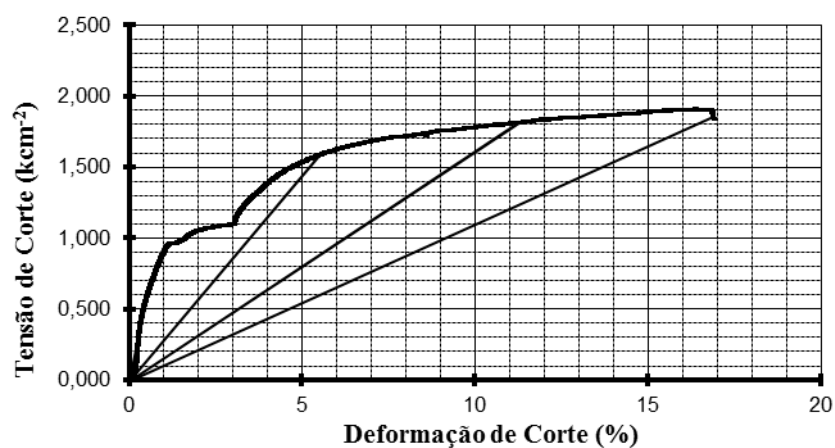


Gráfico Tensão de corte vs deformação de corte (%) do ensaio de corte para uma tensão normal de 3,64kgcm<sup>-2</sup> da amostra de solo n.º3 (argila vermelha).

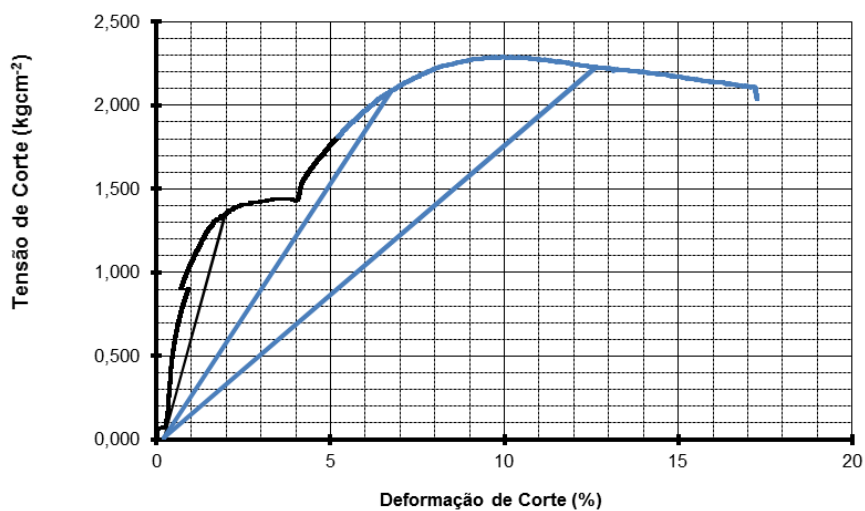



Gráfico Tensão de corte vs deformação de corte (%) do ensaio de corte para uma tensão normal de 4,33kgcm<sup>-2</sup> da amostra de solo n.º3 (argila vermelha).


ANEXO VI – ENSAIOS LABORATORIAIS EM SOLO  
(AMOSTRA N.º 4)

## ANEXO VI A

 <b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia		NP 84 (1966)		
DATA INICIAL __19__/__07__/__2011__		DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA		AMOSTRA DE SOLO 4
CÁPSULA	N°	1	2	3
AMOSTRA HÚMIDA + CÁPSULA	(g)	64.59	52.75	50.61
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	58.80	48.30	47.08
PESO DA CÁPSULA	(g)	22.66	22.62	22.55
PESO DE ÁGUA	(g)	5.79	4.45	3.53
AMOSTRA SECA	(g)	36.14	25.68	24.53
TEOR EM ÁGUA	(%)	16.02	17.33	14.39
TEOR EM ÁGUA MÉDIO DA AMOSTRA		W =	16	%
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaiou:		VERIFICOU:
20-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano


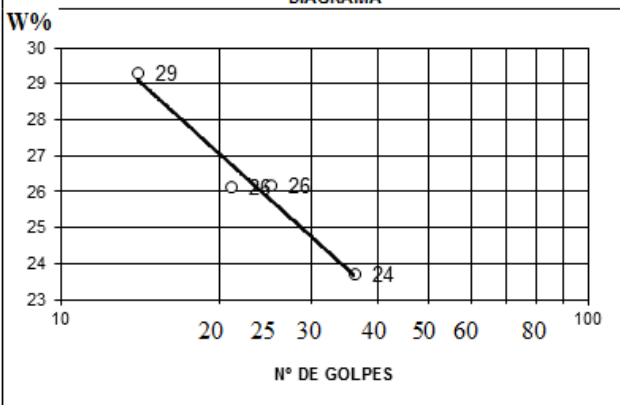

Boletim da determinação do teor em água da amostra de solo 4

## ANEXO VI B

 <b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia				
DATA INICIAL __21__/__07__/__2011__		% Carbonatos (Perda ao Rubro)		Amostra N° SOLO 4
CÁPSULA	N°	1	2	3
MASSA DA CÁPSULA	(g)	22.66	22.62	22.55
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (W)	(g)	58.80	48.30	47.08
AMOSTRA SECA (W)	(g)	36.14	25.68	24.53
AMOSTRA SECA + CÁPSULA	(g)	54.19	45.01	44.23
AMOSTRA SECA	(g)	31.53	22.39	21.68
CARBONATOS	(%)	12.76	12.81	11.62
% CARBONATOS	% CARBONATOS=	12.40	%	
DATA DE CONCLUSÃO:		Ensaiou:		VERIFICOU:
21-07-2011		Filipe Santos		Carlos Galhano

Boletim da percentagem de teor em carbonatos da amostra de solo 4 (marga vermelha)


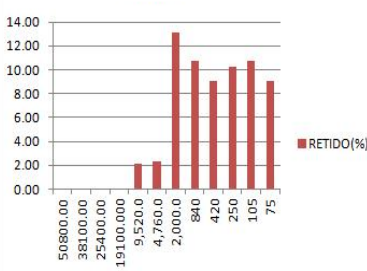
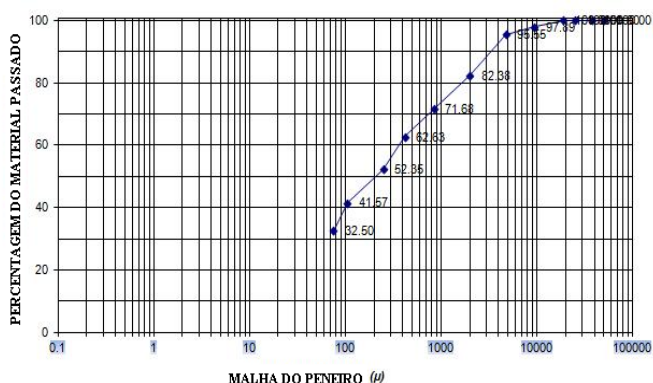
## ANEXO VI C

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<h3 style="margin: 0;">NP 143 (1969)</h3>	<p>Amostra nº: 4 Localização: SMP</p> <p>Obra:</p>											
<b>LIMITES DE CONSISTÊNCIA</b>													
<b>1- LIMITE DE LIQUEZ</b>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	33,73	58,13	55,88	56,52								
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	31,61	55,84	53,93	54,40								
C = A - B	Água na toma (g)	2,12	2,29	1,95	2,12								
D	Peso da Cápsula (g)	23,51	47,08	47,28	45,46								
E = B - D	Toma Seca (g)	8,10	8,76	6,65	8,94								
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	26,17	26,14	29,32	23,71								
P	Número de Golpes	25	21	14	36								
L <sub>L</sub>	Limite de Liquez (%)	26,18	25,57	27,27	24,91								
L <sub>L</sub> (%)		26,00											
<b>DIAGRAMA</b>													
													
<b>2- LIMITE DE PLASTICIDADE</b>													
NUMERO DA CÁPSULA	1	2	3	4									
A	Peso da cápsula + Toma húmida (g)	24,98	25,97	43,46									
B	Peso da cápsula + Toma seca (g)	24,67	25,45	42,74									
C = A - B	Água na toma (g)	0,31	0,52	0,72									
D	Peso da Cápsula (g)	23,07	22,60	38,63									
E = B - D	Toma Seca (g)	1,60	2,85	4,11									
W=100 x C/E	Teor de Humidade (%)	19,37	18,25	17,52									
L <sub>P</sub> (%)		18,00											
<b>3- ÍNDICE DE PLASTICIDADE</b>		<b>5- RESUMO DOS RESULTADOS</b>											
$I_p = L_L - L_P$		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Limite de Liquez</td> <td>L<sub>L</sub></td> <td>26</td> </tr> <tr> <td>Limite de Plasticidade</td> <td>L<sub>P</sub></td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidade</td> <td>I<sub>p</sub></td> <td>8</td> </tr> </table>			Limite de Liquez	L <sub>L</sub>	26	Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	18	Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	8
Limite de Liquez	L <sub>L</sub>	26											
Limite de Plasticidade	L <sub>P</sub>	18											
Índice de Plasticidade	I <sub>p</sub>	8											
<b>DATA DE CONCLUSÃO</b> 20-07-2011	<b>ENSAIOU</b> Filipe Santos	<b>VERIFICOU</b> Pedro Lamas											
													

Boletim do limite de liquez e de plasticidade da amostra de solo 4



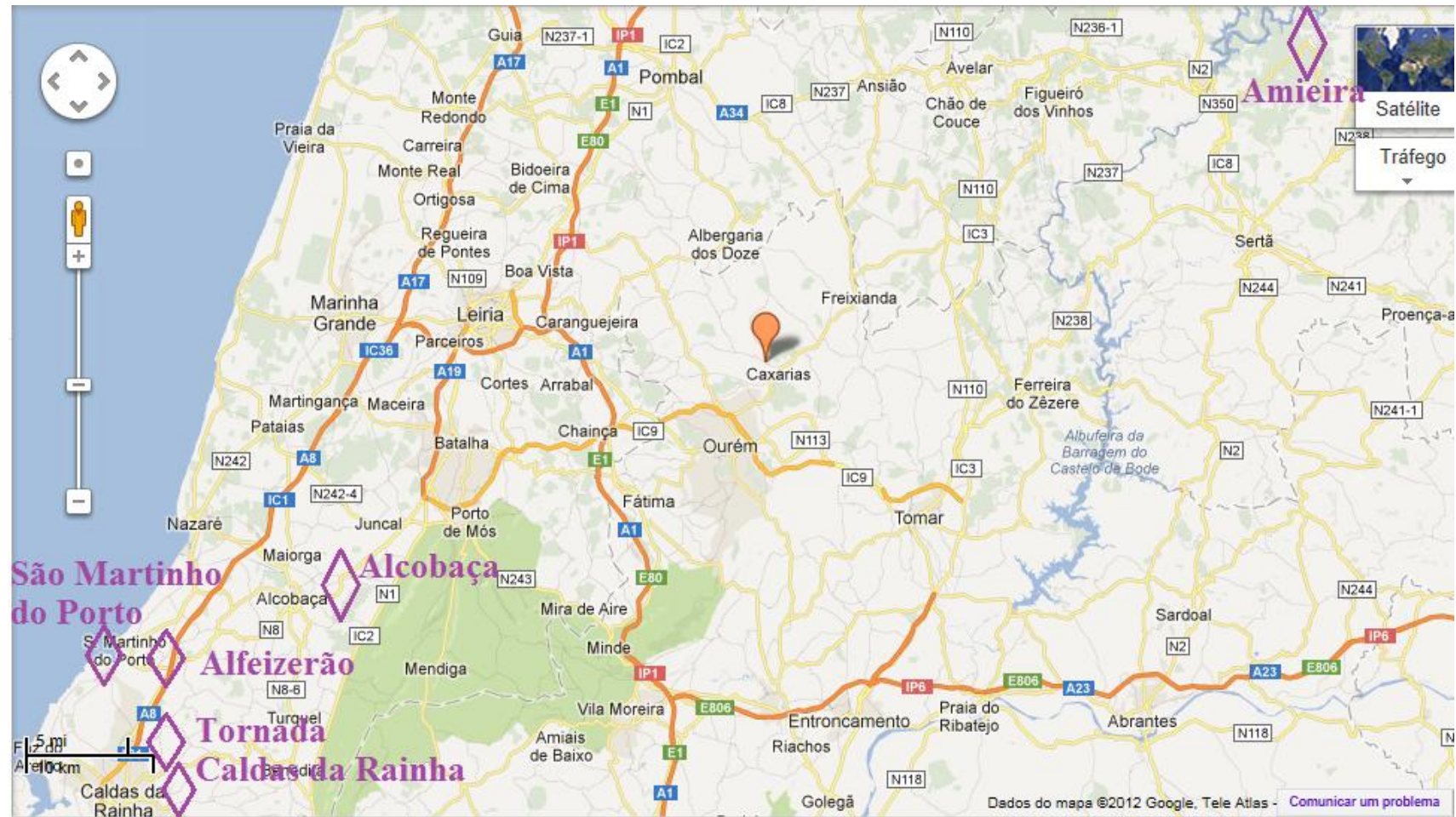
## ANEXO VI D

 <p><b>DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA Departamento de Ciências da Terra Laboratório de Rochas Industriais e Sedimentologia</p>	<p>LNEC-E-195 (1966)</p>	<p><b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</b></p> <p>Amostra: SOLO 4</p>																																																																																																																																											
<p>DATA DE ANÁLISE: 23 / 07 / 2011 RELATÓRIO 01 / 02 / 2011</p>	<p>TIPO DE ANÁLISE: Standard TEMPO DE ENSAIO: hrs/min TESTE Nº</p>																																																																																																																																												
<p><b>I - PENEIRAÇÃO GROSSA (nº 10)</b></p> <p>(grãos &gt; 2,00 mm)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>Nº do peneiro</th> <th>2"</th> <th>1 1/2"</th> <th>1"</th> <th>3/4"</th> <th>3/8"</th> <th>4</th> <th>10</th> </tr> <tr> <td>Malha (mm)</td> <td>50.8</td> <td>38.1</td> <td>25.4</td> <td>19.10</td> <td>9.52</td> <td>4.76</td> <td>2.00</td> </tr> <tr> <td>Malha (µ)</td> <td>50.800.0</td> <td>38.100.0</td> <td>25400</td> <td>19.100.0</td> <td>9.520.0</td> <td>4.760.0</td> <td>2.000.0</td> </tr> <tr> <td>% do material passado acumulado</td> <td>100.00</td> <td>100.00</td> <td>100</td> <td>100.00</td> <td>97.89</td> <td>95.55</td> <td>82.38</td> </tr> <tr> <td>% do material retido acumulado</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0</td> <td>0.00</td> <td>2.11</td> <td>4.45</td> <td>17.62</td> </tr> <tr> <td>% do material retido</td> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>0</td> <td>0.00</td> <td>2.11</td> <td>2.35</td> <td>13.17</td> </tr> </table> <p><b>II - PENEIRAÇÃO FINA</b></p> <p>(grãos entre 2,00mm e 75 µ)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <th>Nº do peneiro</th> <th>20</th> <th>40</th> <th>60</th> <th>140</th> <th></th> </tr> <tr> <td>Malha (mm)</td> <td>0.84</td> <td>0.42</td> <td>0.25</td> <td>0.105</td> <td>0.075</td> </tr> <tr> <td>Malha (µ)</td> <td>840.00</td> <td>420.00</td> <td>250.00</td> <td>105.00</td> <td>75.000</td> </tr> <tr> <td>% do material passado acumulado</td> <td>71.68</td> <td>62.63</td> <td>52.35</td> <td>41.57</td> <td>32.50</td> </tr> <tr> <td>% do material retido acumulado</td> <td>28.32</td> <td>37.37</td> <td>47.65</td> <td>58.43</td> <td>67.50</td> </tr> <tr> <td>% do material retido</td> <td>10.70</td> <td>9.05</td> <td>10.29</td> <td>10.78</td> <td>9.06</td> </tr> </table> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;"><b>PARA AS CURVAS</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Malha (µ)</th> <th>Passado</th> <th>Retido</th> <th>Retido</th> </tr> <tr> <th>Acumulado</th> <th>Acumulado</th> <th>%</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>50800.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>38100.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>25400.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>19100.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>9520.00</td><td>97.89</td><td>2.11</td><td>2.11</td></tr> <tr><td>4760.00</td><td>95.55</td><td>4.45</td><td>2.35</td></tr> <tr><td>2000.00</td><td>82.38</td><td>17.62</td><td>13.17</td></tr> <tr><td>840.00</td><td>71.68</td><td>28.32</td><td>10.70</td></tr> <tr><td>420.00</td><td>62.63</td><td>37.37</td><td>9.05</td></tr> <tr><td>250.00</td><td>52.35</td><td>47.65</td><td>10.29</td></tr> <tr><td>105.00</td><td>41.57</td><td>58.43</td><td>10.78</td></tr> <tr><td>75.00</td><td>32.50</td><td>67.50</td><td>9.06</td></tr> </tbody> </table> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;"><b>AMOSTRA DE SOLO 4</b></p>  </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;"> <p><b>CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE SOLO 4</b></p>  </div>			Nº do peneiro	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	Malha (mm)	50.8	38.1	25.4	19.10	9.52	4.76	2.00	Malha (µ)	50.800.0	38.100.0	25400	19.100.0	9.520.0	4.760.0	2.000.0	% do material passado acumulado	100.00	100.00	100	100.00	97.89	95.55	82.38	% do material retido acumulado	0.00	0.00	0	0.00	2.11	4.45	17.62	% do material retido	0.00	0.00	0	0.00	2.11	2.35	13.17	Nº do peneiro	20	40	60	140		Malha (mm)	0.84	0.42	0.25	0.105	0.075	Malha (µ)	840.00	420.00	250.00	105.00	75.000	% do material passado acumulado	71.68	62.63	52.35	41.57	32.50	% do material retido acumulado	28.32	37.37	47.65	58.43	67.50	% do material retido	10.70	9.05	10.29	10.78	9.06	Malha (µ)	Passado	Retido	Retido	Acumulado	Acumulado	%	50800.00	100.00	0.00	0.00	38100.00	100.00	0.00	0.00	25400.00	100.00	0.00	0.00	19100.00	100.00	0.00	0.00	9520.00	97.89	2.11	2.11	4760.00	95.55	4.45	2.35	2000.00	82.38	17.62	13.17	840.00	71.68	28.32	10.70	420.00	62.63	37.37	9.05	250.00	52.35	47.65	10.29	105.00	41.57	58.43	10.78	75.00	32.50	67.50	9.06
Nº do peneiro	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10																																																																																																																																						
Malha (mm)	50.8	38.1	25.4	19.10	9.52	4.76	2.00																																																																																																																																						
Malha (µ)	50.800.0	38.100.0	25400	19.100.0	9.520.0	4.760.0	2.000.0																																																																																																																																						
% do material passado acumulado	100.00	100.00	100	100.00	97.89	95.55	82.38																																																																																																																																						
% do material retido acumulado	0.00	0.00	0	0.00	2.11	4.45	17.62																																																																																																																																						
% do material retido	0.00	0.00	0	0.00	2.11	2.35	13.17																																																																																																																																						
Nº do peneiro	20	40	60	140																																																																																																																																									
Malha (mm)	0.84	0.42	0.25	0.105	0.075																																																																																																																																								
Malha (µ)	840.00	420.00	250.00	105.00	75.000																																																																																																																																								
% do material passado acumulado	71.68	62.63	52.35	41.57	32.50																																																																																																																																								
% do material retido acumulado	28.32	37.37	47.65	58.43	67.50																																																																																																																																								
% do material retido	10.70	9.05	10.29	10.78	9.06																																																																																																																																								
Malha (µ)	Passado	Retido	Retido																																																																																																																																										
	Acumulado	Acumulado	%																																																																																																																																										
50800.00	100.00	0.00	0.00																																																																																																																																										
38100.00	100.00	0.00	0.00																																																																																																																																										
25400.00	100.00	0.00	0.00																																																																																																																																										
19100.00	100.00	0.00	0.00																																																																																																																																										
9520.00	97.89	2.11	2.11																																																																																																																																										
4760.00	95.55	4.45	2.35																																																																																																																																										
2000.00	82.38	17.62	13.17																																																																																																																																										
840.00	71.68	28.32	10.70																																																																																																																																										
420.00	62.63	37.37	9.05																																																																																																																																										
250.00	52.35	47.65	10.29																																																																																																																																										
105.00	41.57	58.43	10.78																																																																																																																																										
75.00	32.50	67.50	9.06																																																																																																																																										
<p>ENSAIOU: Filipe Santos</p>	<p>Calculou: Filipe Santos</p>	<p>VERIFICOU: Carlos Galhano</p>																																																																																																																																											

**Boletim da curva granulométrica da amostra de solo 4**



## ANEXO VII – LOCALIDADES REFERIDAS



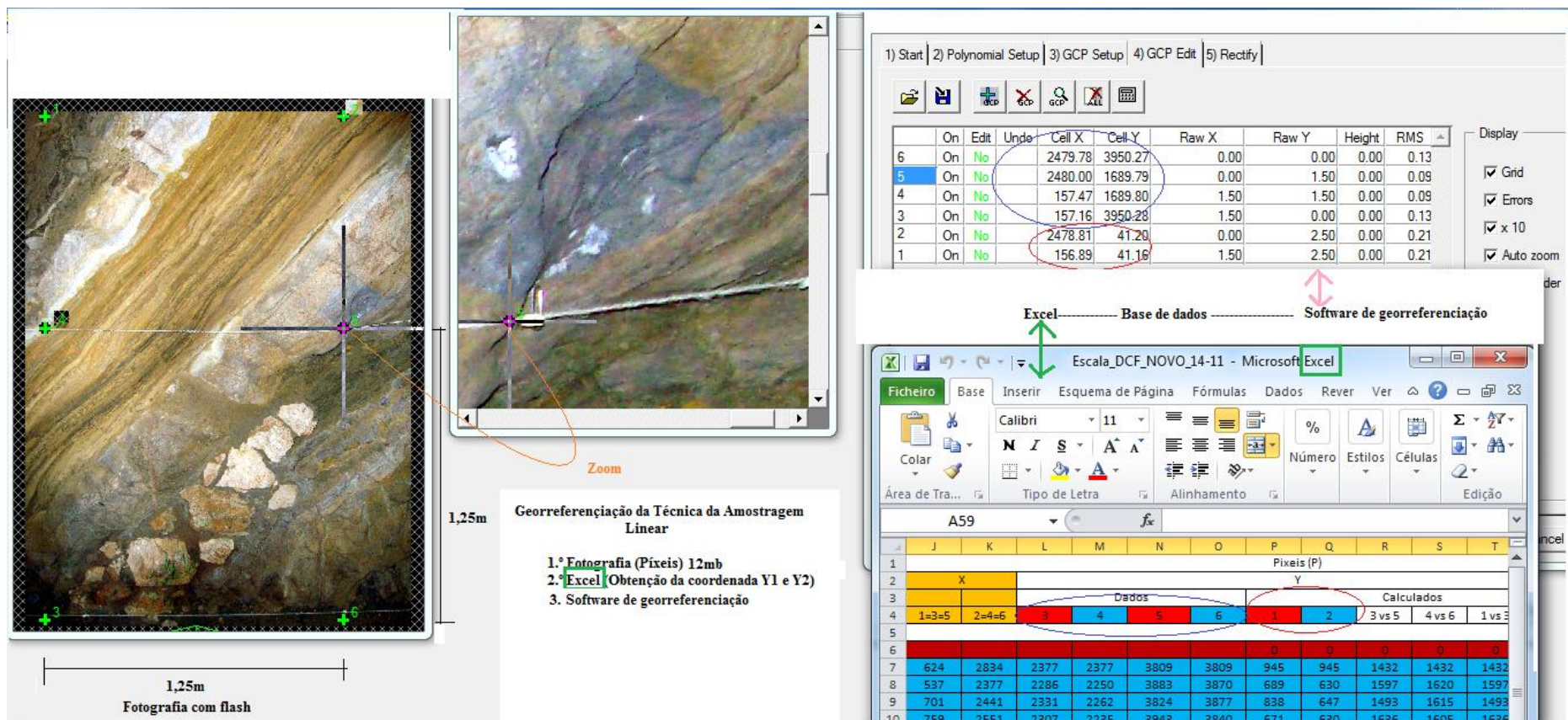
Localidades mencionadas ao longo da dissertação: Alcobaca; Alfeizerão; Amieira; Caldas da Rainha; São Martinho do Porto; Tornada (Googlemaps)



## ANEXO VIII – GEORREFERENCIAÇÃO DO TÚNEL







Georreferênciação do túnel pelo *software*, para a obtenção dos pontos 1 e 2 através da automatização do Excel, pela simetria dos pixéis dos pontos 4-3 e 5-6 conhecidos e evidenciados pela técnica da amostragem linear. Exemplo de uma das mais de 300 fotografias georreferenciadas





## ANEXO IX – VALIDAÇÃO DO *SOFTWARE FGEOTEAM*



# ANEXO IX

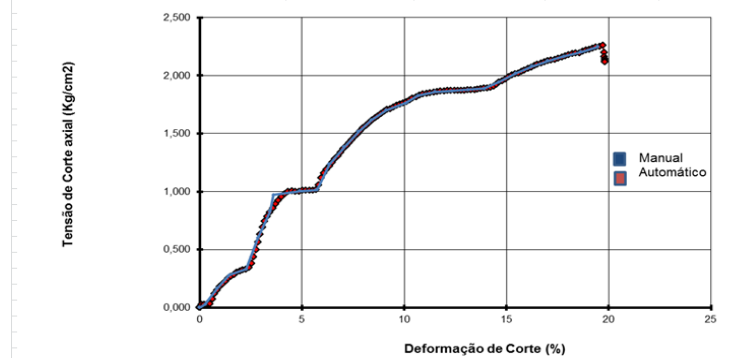
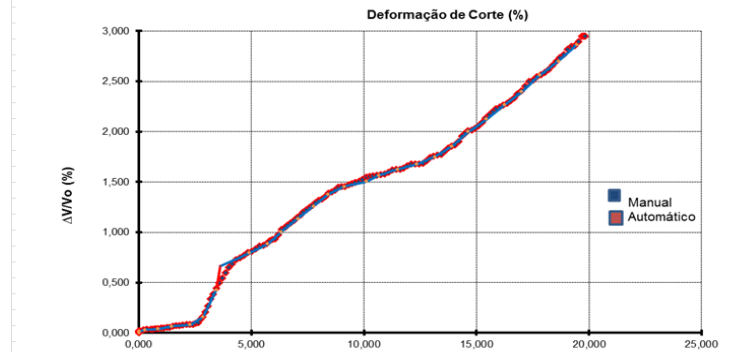
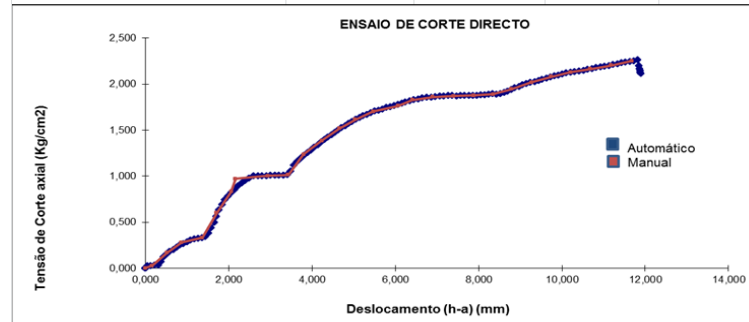
UNL (FCT)				Ensaio de Corte Directo				CD				CnD				nCd															
SECÇÃO DE GEOTECNIA				Designation: D 3080 – 99																											
<p><b>FCT DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA</b> UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA</p>																<p><b>IPTM</b></p>															
<p>Resumo: Este ensaio pode ser CD/ CnãD/ NãCnãD. No 1º e 3º obtém-se o ângulo de atrito e a coesão é nula, teoricamente. No 2º o ângulo de atrito é 0, e é a coesão que se determina. No 1º e 2º consolida-se o provete em laboratório com a tensão normal "In Situ" e no 3º a amostra é indeformada, não necessita No drenado, a velocidade de corte é tal que permite a drenagem da amostra (Ver ASTM D2435) **</p>																<p>Certificado de calibração do anel 200 kg</p>															
<p>Ensaio Nº <b>2326</b> Localização <b>São Martinho do Porto</b> Profundidade <b>(m)</b> Amostra : <b>Indeformada e compactada</b></p>																<p><b>D 3080 ASTM</b></p>															
<p>Área de corte <b>36</b> (cm²) L da caixa de corte (cm) <b>6</b> Vertical sem provete (cms) <b>Vertical com provete (cms)</b></p>																<p>Deflectómetro Anel dinamométrico Horizontal Vertical</p>															
<p>Tensão de Cons. (kPa) <b>0</b> Pressão normal <b>169,44444</b> (kPa) Tipo de Ensaio <b>Consolidado não drenado</b> Espessura inicial provete (mm) <b>20</b></p>																<p>Resolução (mm) 0,001 0,001 0,001 0,001</p>															
<p>Obra <b>Caderno Encargos</b> Peso ensaiado <b>10</b> (kg) Velocidade de Corte (mm/m) <b>0,8</b></p>																<p>Constante (N/dm²) <b>5,1</b> Tempo automático* <b>800</b> vs [ms] (s) Idivisão_anel (mm) <b>0,002</b></p>															
<p>Teor em Água (W) <b>Peso cíp</b> (gr) <b>Peso cíp+seco</b> (gr) <b>Água (amostra)</b> (gr) <b>Teor em água</b> (%)</p>																<p>Divisão Carga Compressão Tensão Data (início da consolidação) Data (fim da consolidação) Data (início do corte) Data (fim do corte) Tempo total do ensaio (dias) Interrupções (S/N) Prova documental 1 (*.txt) Prova documental Manual Não existe na versão manual, só há testemunho na automática</p>															
<p>Baridade <b>Peso do anel</b> (gr) <b>Peso H</b> (gr) <b>Baridade H</b> (gr/cm³) <b>Peso anel-H</b> (gr) <b>Volume prov</b> (cm³) <b>Baridade seca</b> (gr/cm³)</p>																<p>Prova documental 3 - Recolha "In Situ" 3 - Lab (durante o ensaio) 4 - Lab (final)</p>															
<p>Def. Vertical (mm) Def. Horizontal (mm) Anel Dinam. (mm) F de corte Div corr 0.002/mm kg Área corr. cm² Tensão (kg/cm²) Desloc H-A Altura provete (mm) Índice de vazios (%) e</p>																<p>Estadística</p>															
<p>14-12-2011 16:10:47 0.000 0 0 0 0 0 0 0.000 0.000 36.000 0.000 0.000 20.000 0.000 20.000 0.000</p>																<p>Descritiva F de corte (kg) Tensão Axial (kg/cm²)</p>															
<p>14-12-2011 30.000 3 0.003 1 0.001 0 0 0.002 0.000 35.999 0.000 0.001 20.003 0.015 20.003 0.015</p>																<p>Valor Residual recomendado 2.251</p>															
<p>14-12-2011 60.000 6 0.006 178 0.178 14 0.014 0.273 7.000 0.972 35.902 0.027 0.164 20.006 0.030 20.006 0.030</p>																<p>Número de leituras válidas</p>															
<p>14-12-2011 90.000 8 0.008 601 0.601 85 0.085 0.860 42.500 5.903 35.690 0.165 0.516 20.008 0.040 20.008 0.040</p>																<p>Número de leituras em falta</p>															
<p>14-12-2011 120.000 13 0.013 1016 1.016 143 0.143 1.455 71.500 9.931 35.476 0.280 0.873 20.013 0.065 20.013 0.065</p>																<p>Soma</p>															
<p>14-12-2011 150.000 16 0.016 1535 1.535 167 0.167 2.280 83.500 11.587 36.173 0.330 1.368 20.016 0.080 20.016 0.080</p>																<p>Mínimo</p>															
<p>14-12-2011 180.000 32 0.032 2016 2.016 301 0.301 2.858 150.500 20.909 34.971 0.598 1.715 20.032 0.160 20.032 0.160</p>																<p>Máximo recomendado 65.24475524 2.250579687</p>															
<p>14-12-2011 210.000 85 0.085 2480 2.48 415 0.415 3.442 207.500 28.981 34.761 0.831 2.065 20.085 0.425 20.085 0.425</p>																<p>Alcance</p>															
<p>14-12-2011 240.000 133 0.133 2648 2.648 484 0.484 3.607 242.000 33.706 34.702 0.971 2.164 20.133 0.665 20.133 0.665</p>																<p>Média</p>															
<p>14-12-2011 270.000 159 0.159 3436 3.436 494 0.494 4.903 247.000 34.406 34.235 1.005 2.942 20.159 0.795 20.159 0.795</p>																<p>Mediana</p>															
<p>14-12-2011 300.000 177 0.177 3928 3.928 494 0.494 5.723 247.000 34.406 33.940 1.014 3.434 20.177 0.885 20.177 0.885</p>																<p>Primeiro Quartil</p>															
<p>14-12-2011 330.000 201 0.201 4398 4.398 598 0.598 6.333 299.000 41.667 33.720 1.236 3.800 20.201 1.005 20.201 1.005</p>																<p>Terceiro Quartil</p>															
<p>14-12-2011 360.000 227 0.227 4903 4.903 665 0.665 7.063 332.500 46.319 33.457 1.384 4.238 20.227 1.135 20.227 1.135</p>																<p>Desvio Padrão</p>															
<p>14-12-2011 390.000 252 0.252 5380 5.38 723 0.723 7.762 361.500 50.347 33.206 1.516 4.657 20.252 1.260 20.252 1.260</p>																<p>IC a 95%</p>															
<p>14-12-2011 420.000 275 0.275 5805 5.805 765 0.765 8.400 382.500 53.264 32.976 1.615 5.040 20.275 1.375 20.275 1.375</p>																<p>IC a 99%</p>															
<p>14-12-2011 450.000 291 0.291 6270 6.27 800 0.8 9.117 400.000 56.094 32.718 1.702 5.470 20.291 1.465 20.291 1.465</p>																<p>Variança</p>															
<p>14-12-2011 480.000 301 0.301 6684 6.684 820 0.82 10.107 410.000 57.083 32.362 1.764 6.064 20.301 1.505 20.301 1.505</p>																<p>Average deviation</p>															
<p>14-12-2011 510.000 313 0.313 7250 7.25 844 0.844 10.677 422.000 58.750 32.156 1.827 6.406 20.313 1.565 20.313 1.565</p>																<p>Standard deviation</p>															
<p>14-12-2011 540.000 325 0.325 7750 7.75 851 0.851 11.498 425.500 59.236 31.881 1.859 6.899 20.325 1.625 20.325 1.625</p>																<p>Coefficiente de variação</p>															
<p>14-12-2011 570.000 335 0.335 8250 8.25 847 0.847 12.338 423.500 58.958 31.558 1.868 7.403 20.335 1.675 20.335 1.675</p>																<p>Skew</p>															
<p>14-12-2011 600.000 350 0.35 8730 8.73 843 0.843 13.145 421.500 58.681 31.268 1.877 7.887 20.350 1.750 20.350 1.750</p>																<p>Kurtosis</p>															
<p>14-12-2011 630.000 371 0.371 9190 9.19 841 0.841 13.915 420.500 58.542 30.991 1.889 8.349 20.371 1.855 20.371 1.855</p>																<p>Kolmogorov-Smirnov stat</p>															
<p>14-12-2011 660.000 400 0.4 9643 9.643 858 0.858 14.642 429.000 59.722 30.729 1.944 8.785 20.400 2.000 20.400 2.000</p>																<p>Critical K-S stat, alpha= 10</p>															
<p>14-12-2011 690.000 425 0.425 10150 10.15 883 0.883 15.445 441.500 61.469 30.440 2.019 9.267 20.425 2.125 20.425 2.125</p>																<p>Critical K-S stat, alpha= 05</p>															
<p>14-12-2011 720.000 453 0.453 10650 10.65 901 0.901 16.248 450.500 62.727 30.151 2.080 9.749 20.453 2.265 20.453 2.265</p>																<p>Critical K-S stat, alpha= 01</p>															
<p>14-12-2011 750.000 479 0.479 11120 11.12 913 0.913 17.012 456.500 63.566 29.876 2.128 10.207 20.479 2.395 20.479 2.395</p>																<p>Valor residual usado para o cálculo da coesão ou do ângulo de atrito** 2.251</p>															
<p>14-12-2011 780.000 512 0.512 11600 11.6 920 0.92 17.800 460.500 64.056 29.592 2.165 10.680 20.512 2.560 20.512 2.560</p>																<p>Máximo de pico usado para o cálculo da coesão ou do ângulo de atrito** 2.250579687</p>															
<p>14-12-2011 810.000 540 0.54 12110 12.11 927 0.927 18.638 463.500 64.545 29.290 2.204 11.183 20.540 2.700 20.540 2.700</p>																<p>Ensaios de corte em solo</p>															
<p>14-12-2011 840.000 573 0.573 12620 12.62 937 0.937 19.472 468.500 65.245 28.990 2.251 11.683 20.573 2.865 20.573 2.865</p>																<p>Valores inventados para validação total</p>															
<p>Eq. Única da força (2KN) programada automaticamente para todas as divisões (0.1450) por Filipe Santos em 15-12-2011 22:43 j ax M31</p>																<p>Validada</p>															

Verificação manual vs automática pelo software FGeoteam, no ensaio de corte em solo

## ANEXO IX- Continuação

Software & Hardware de processamento automático - FGEOTEAM

Estatística				
Descritiva	F de corte (kg)		Tensão Axial (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Manual	Automática	Manual	Automática
Valor Residual recomendado	65,243	61,049	2,351	2,115
Número de leituras válidas	29	145	29	145
Número de leituras em falta	0	0	0	0
Soma	1220,582751	6234,803807	38,54865428	197,835609
Mínimo	0	0	0	0
Máximo recomendado	65,24475524	65,38461538	2,250579687	2,261958175
Alcance	65,24475524	65,38461538	2,250579687	2,261958175
Média	42,08906036	42,99864695	1,329263941	1,36438351
Mediana	53,26388889	54,79166667	1,615231953	1,670100851
Primeiro Quartil	26,88811189	29,38811189	0,772610749	0,84639514
Terceiro Quartil	59,35763889	59,73958333	1,902638585	1,944871237
Desvio Padrão	4,216767979	1,834465951	0,140617462	0,061621668
IC a 95%	8,635940821	3,629894467	0,287984561	0,121932028
IC a 99%	11,65092993	4,794274849	0,388526046	0,161044807
Variancia	515,6528334	487,9634723	0,573424845	0,550598353
Average deviation	19,49597156	19,10643285	0,65480455	0,646481609
Standard deviation	22,70799052	22,08989525	0,757248206	0,742023149
Coefficiente de variação	0,53952	0,51373	0,56967	0,54385
Skew	-0,798	-0,834	-0,601	-0,637
Kurtosis	-0,865	-0,792	-1,074	-1,011
Kolmogorov-Smirnov stat	0,208	0,209	0,172	0,167
Critical K-S stat, alpha=10	0,222	0,1	0,222	0,1
Critical K-S stat, alpha=05	0,246	0,112	0,246	0,112
Critical K-S stat, alpha=01	0,295	0,134	0,295	0,134



Conclusões	
Nos três gráficos, as medições são aproximadamente coincidentes. O software foi validado	
Executou/Calculou/Interpretou:	Responsável pelo Laboratório creditado/Orientador/Co-orientador
Filipe Santos	Teresa Santana / Alexandre Santos Ferreira / Pedro Lamas